Ferdowsi Civil Engineering, 37, 3, 2024. (13-40)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Non-Linear Strut and Tie Modelling Approach of Retrofitted Reinforced Concrete Beam Column Joint by Prestress Joint Enlargement

Research Article

S Ahmad Nezami[1], Jalil Shafaei[2]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.85341.1271

1. Introduction

The need for retrofitted beam-to-column joints, which are made without observing seismic details, is definitely an important issue. Connection damage is reported as one of the most worrying causes of building chain collapse in effective earthquakes. The absence of transverse reinforcement and insufficient bond length of the beam bottom bars in the joint area are still existing seismic weaknesses, which are still the subject of investigation and presentation of a corresponding improvement plan. The strut and tie method based on the knowledge of the finite element method is a powerful and developable tool in the non-linear field. In this research, analytical models are presented for the evaluation of reinforced concrete side beam-column joints with seismic, non-seismic, and retrofitted details based on the method of joint enlargement based on the strut and tie methods. The results of the non-linear strut and tie modelling of retrofitted and un-retrofitted samples showed that this model can detect the effect of the shear reinforcement of the joint area on the shear capacity and activated non-linear mechanisms, including partial and total bond-slip of the longitudinal beam reinforcements in the joint. Moreover, the influence of the enlargement of the joint in the design of rehabilitation and deterioration of stiffness and strength is one of the other capabilities of the proposed equivalent truss-type model. The use of strut and tie model in the existing and reinforced joint has led to the estimation of the maximum force capacity of the sample with 6% accuracy based on the accompanying experimental results. In predicting the effective stiffness of the specimens, the strut and tie models could provide 25% more convergent response than the results obtained from the hard finite element models based on the experimental results. This is while reducing the time, computational cost, and increasing the quality of understanding the developed strut and tie method compared to the finite element micro model.

2. Modelling of beam-column joints by the non-linear strut and tie method

Abaqus finite element software was used for the non-linear analysis of macro models. According to Figure 1, a load of the control displacement type was considered to the beam in the direction perpendicular to its longitudinal axis, and an axial load of 0.16 $A_g f'_c$ was applied to the top of the column, and the boundary conditions were considered only for the two ends of the columns.

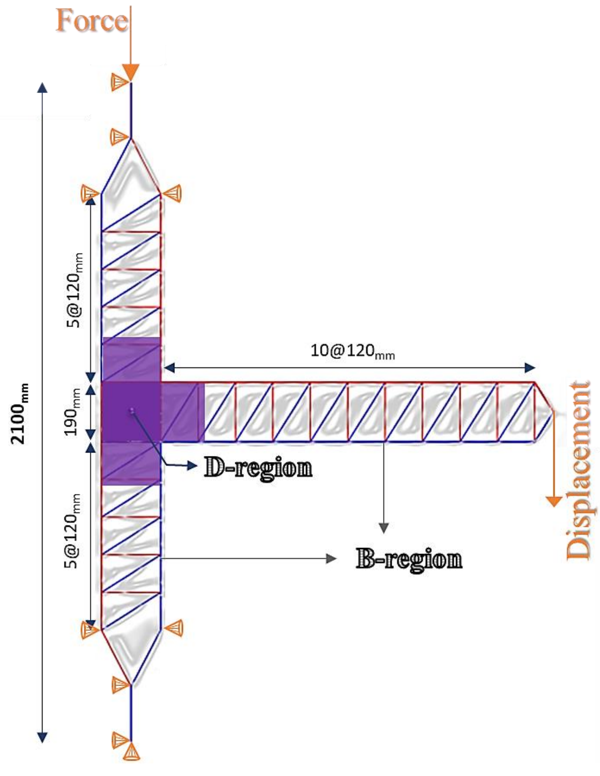


Figure 1. Loading, boundary conditions, and general dimensions of the beam-column joint strut and tie model

According to Figure 2, modelling by the strut and tie method for the control beam-column joint includes three types of existing joints, namely joints with seismic details (C1), joints without seismic details and without transverse reinforcement in the joint area (C2), and joints without

*Manuscript received November 13, 2023, Revised July 13, 2024, Accepted September 1, 2024.

[1] Corresponding Author: M.Sc. Faculty of Civil Engineering Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.
Email: s.a.nezami@mail.um.ac.ir

[2] Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

seismic details and transverse reinforcement with insufficient bond length of the beam bottom bars in the joint area (C3). In addition, the strut and tie model for reinforced joints with seismic weakness was presented by joint enlargement. All considered joints are modeled based on the experimental specimens presented in our other research.

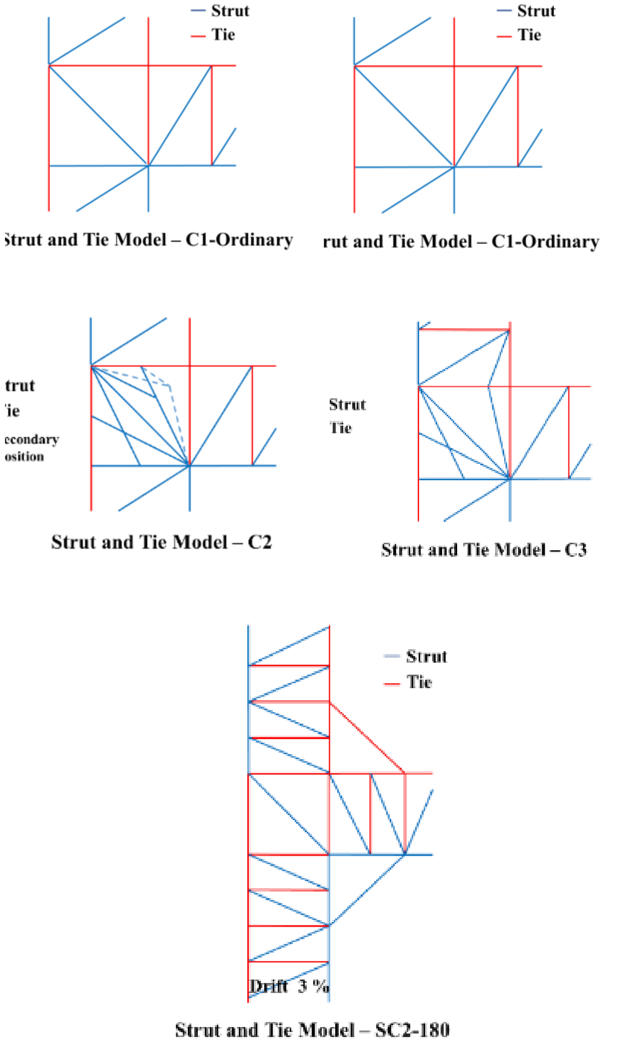


Figure 2. Strut and tie model for control and retrofitted beam-column joints

For all the materials used in the strut and tie model, non-linear behavior was considered according to the experimental specimen and validation was performed in the finite element environment. The stress-strain curves of compressive and tensile behavior of concrete models are specified in Figure 3. In this article, CDP models are used for the 3D modelling of reinforced concrete beam-column connections in the Abaqus program.

3. Results obtained from the strut and tie model

The load-displacement results of analysis by strut and tie method along with finite element model results and experimental results for seismic, non-seismic, and retrofitted joints can be seen in Figure 4. The percentage of low difference in effective stiffness and insignificant difference in load such as yielding of the non-linear model of compression and tension grip compared to the experimental results shows that the ideal non-linear model of compression and tension grip works well in predicting force capacity and ductility in the form of monotonic analyses. The proposed models have much closer results than the micro-finite element models in agreement with experimental specimens, and also predict well the strength deterioration and the bond-slip effects of reinforcements in non-seismic joints. Such a difference between two different macro and micro models shows that innovative and engineering-based simplification can lead to reliable and accurate results. The strut and tie models presented for retrofitted joints with the approach of joint enlargement could well predict the increase of the force capacity and sub-structure of the joint according to the dimensions of the retrofitted tools.

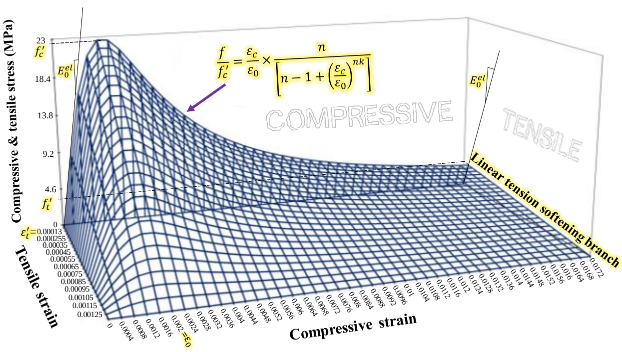


Figure 3. Stress-strain curves of concrete in tension and compression

4. Conclusions

In this research, for the existing reinforced concrete beam-column joints with and without observing seismic details (in absence of transverse reinforcement and with insufficient bond length of the beam bottom bars in the joint area), strut and tie models with the ability to predict non-linear potentials are presented. The results of non-linear models of strut and tie compared to the experimental specimens showed that the presented models have an accuracy of 5% in estimating the load such as yielding of the joint (5% better than the results of micro finite element models) and 14% in the prediction of the effective stiffness of the specimen (26% better than the results of finite element). It is also capable of predicting the shear capacity of the joint, effect of the stiffness of the joint on the shear capacity, formation of plastic joint, the deterioration of stiffness, slipping of the reinforcement in the joint, and its effect on the increase in strength and stiffness of the joint.

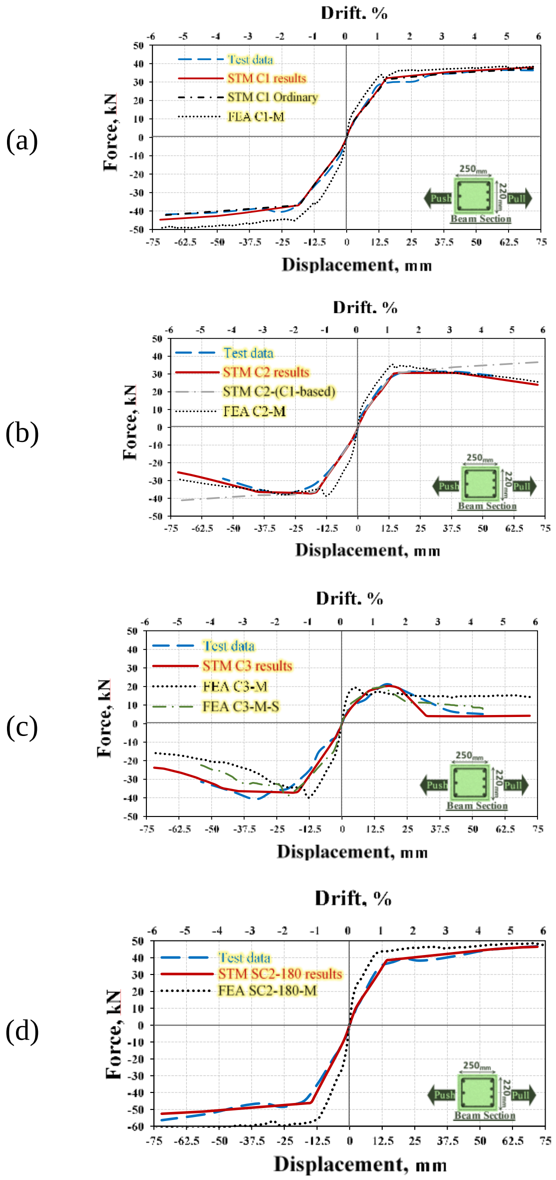


Figure 4. Load-displacement curve results of the non-linear STM method with experimental and FEA results; a) seismic connections, b) non-seismic C2, c) non-seismic C3, and d) joints retrofitted by the proposed method

The use of strut and tie models presented for retrofitted joints by enlargement resulted in accurate force-displacement responses of the specimens. The proposed truss models with non-linear potential can well predict the yield level of beam reinforcements, and by distributing the forces in concrete and steel handles, the final response, including the deterioration of strength and stiffness of the model, is available. The ability to investigate the effect of the enlargement dimensions of the joint in the present retrofitting plan is one of the capabilities of the proposed strut and tie model. The results obtained from the strut and tie model indicated 8% load compliance, such as yielding, and 15% effective stiffness compared to the experimental results for retrofitted joints.

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن بتن ایران

انجمن مهندسی روسازی ایران

مدل‌سازی غیر خطی دستک فشاری و کششی برای اتصالات بهسازی شده به روش بزرگ‌کردن ناحیه اتصال و پیش‌تنیدگی*

مقاله پژوهشی

سید احمد نظامی[۱]   جلیل شفائی[۲]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.85341.1271

چکیده *ضرورت تقویت اتصالات تیر به ستون که بدون رعایت جزئیات لرزه‌ای ساخته شده‌اند، به طور قطع موضوعی زنده و پر اهمیت می‌باشد. آسیب در اتصال به عنوان یکی از نگران‌کننده‌ترین علل فروپاشی زنجیره‌ای ساختمان در زلزله‌های موثر گزارش می‌شود. عدم حضور خاموت ستون در ناحیه اتصال و عدم تامین گیرداری کافی آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال کماکان ضعف‌های لرزه‌ای موجودی هستند که همچنان زمینه بررسی و ارائه طرح بهسازی متناسب با آن پر رنگ می‌باشد. روش دستک فشاری و کششی بر پایه دانش مبتنی بر روش اجزامحدود، ابزار توانمند و قابل توسعه در حوزه غیرخطی می‌باشد. در این پژوهش بر اساس روش دستک فشاری و کششی مدل‌های تحلیلی برای ارزیابی اتصالات تیر-ستون کناری بتن‌آرمه با جزئیات لرزه‌ای، غیرلرزه‌ای و تقویت‌شده با روش بزرگ‌کردن ناحیه اتصال ارائه می‌شود. نتایج حاصل از مدلسازی غیرخطی دستک فشاری و کششی نمونه‌های تقویت‌شده و تقویت‌نشده نشان می‌دهد که این مدل از توانایی تشخیص اثر تسلیح برشی ناحیه اتصال در ظرفیت برشی و مکانیزم‌های غیرخطی فعال‌شده از جمله لغزش جزئی و کلی آرماتورهای طولی تیر در اتصال برخوردار می‌باشند. همچنین میزان تاثیرگذاری ابعاد بزرگ‌شدگی اتصال در طرح بهسازی و زوال سختی و مقاومت از دیگر قابلیت‌های مدل خرپاگونه معادل پیشنهاد شده می‌باشد. استفاده از مدل دستک فشاری و کششی در اتصالات موجود و تقویت‌شده منجر به تخمین ظرفیت نیروی حداکثر نمونه با دقت٪۶ بر اساس نتایج آزمایشگاهی همراه بوده‌است. در پیش‌بینی سختی موثر نمونه‌ها، مدل‌های دستک فشاری و کششی توانست ٪۲۵ پاسخ همگراتری نسبت به نتایج بدست‌آمده از مدل‌های اجزامحدود بر مبنای نتایج آزمایشگاهی ارائه کند. این درحالی هست که کاهش زمان، هزینه محاسباتی و افزایش کیفیت درک روش دستک فشاری و کششی توسعه یافته در مقایسه با مدل میکرو اجزامحدود قابل توجه می‌گردد.*

واژه های کلیدی اتصالات تیر به ستون، ساختمان‌های بتن‌مسلح، روش دستک فشاری و کششی، بزرگ‌کردن ناحیه اتصال، خرپای غیرخطی معادل.

Non-Linear Strut and Tie Modelling Approach of Retrofitted Reinforced Concrete Beam Column Joint by Prestress Joint Enlargement

S. Ahmad Nezami   Jalil Shafaei

Abstract *The need to retrofitted beam-to-column joints, which are made without observing seismic details, is definitely a live and important issue. Connection damage is reported as one of the most worrying causes of building chain collapse in effective earthquakes. The absence of transverse reinforcement and insufficient bond length of the beam bottom bars in the joint area are still existing seismic weaknesses, which are still the subject of investigation and presentation of a corresponding improvement plan. The strut and tie method based on the knowledge based on the finite element method is a powerful and developable tool in the nonlinear field. In this research, analytical models are presented for the evaluation of reinforced concrete side beam-column joints with seismic, non-seismic and retrofitted details based on the method of joint enlargement based on the strut and tie methods. The results of the nonlinear strut and tie modeling of retrofitted and un-retrofitted samples show that this model has the ability to detect the effect of shear reinforcement of the joint area on the shear capacity and activated nonlinear mechanisms, including partial and total bond-slip of the longitudinal beam reinforcements in the joint. Also, the influence of the dimensions of the enlargement of the joint in the design of rehabilitation and deterioration of stiffness and strength is one of the other capabilities of the proposed equivalent truss-type model. The use of strut and tie model in the existing and reinforced joint has led to the estimation of the maximum force capacity of the sample with 6% accuracy based on the accompanying experimental results. In predicting the effective stiffness of the specimens, the strut and tie models were able to provide 25% more convergent response than the results obtained from the hard finite element models based on the experimental results. This is while reducing the time, computational cost and increasing the quality of understanding of the developed strut and tie method compared to the finite element micro model.*

Key words Beam-Column Joints, Reinforced Concrete Structures, Strut and Tie Method, Joint Enlargement, Equivalent Non-Linear Truss.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۸/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۶/۱۱ می‌باشد.

(۱) نویسندهٔ مسئول، فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

Email: s.a.nezami@mail.um.ac.ir

(۲) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

مقدمه

ضرورت تقویت اتصالات تیر به ستونی که بدون رعایت جزئیات لرزه‌ای ساخته شده‌اند، به طور قطع موضوعی زنده و پر اهمیت می‌باشد. آسیب در اتصال به عنوان یکی از نگران‌کننده‌ترین علل فروپاشی زنجیره‌ای ساختمان در زلزله‌های مؤثر گزارش می‌شود. عدم حضور خاموت ستون در ناحیه اتصال و عدم تأمین گیرداری کافی آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال کماکان ضعف‌های لرزه‌ای موجودی هستند که همچنان زمینه بررسی و ارائه طرح مقاوم‌سازی متناسب با آن رایج می‌باشد. یکی از روش‌های عملی در تقویت اتصالات تیر به ستون سازه‌های بتن‌آرمه استفاده از تکنیک بزرگ‌کردن ناحیه اتصال با استفاده از ادوات تقویتی فولادی می‌باشد. موفقیت‌های طرح تقویتی پیشنهادی در جلوگیری از شکست ترد برشی و بهبود قابل توجه شکل‌پذیری و نیروی مقاوم جانبی حداکثر شامل نمونه‌های تجربی و مدل‌های میکرو عددی در جای دیگر [1] پرداخته شده است.

مدل‌سازی به روش میکرو نیازمند سطح بالایی از اطلاعات پیرامون مدل واقعی می‌باشد و برای رسیدن به نتایج قابل قبول باید فرضیات صحیحی از شرایط مرزی، بارگذاری و وضعیت تماس‌ها وجود داشته باشد. با پیچیده شدن مدل و افزایش قیدها و المان‌ها، هزینه‌های محاسباتی افزایش پیدا می‌کند [2-5]. پیچیدگی توزیع تنش در ناحیه اتصال و اصلاح مدل نرم‌شدگی رفتار پلاستیسیته و توسعه آسیب بتن در ترکیب با فولاد از دیگر چالش‌های مدل‌سازی عددی در حوزه میکرو می‌باشد [6-9]. در حالی که مدل‌سازی به روش ماکرو با اینکه به سطح اطلاعات کمتری نسبت به مدل‌های میکرو، نیاز دارد ولی دقت انجام تحلیل در همان سطح باقی می‌ماند. مدل‌سازی ماکرو به روش دستک فشاری و کششی (Strut-and-Tie Model (STM)) به عنوان جایگزین سبک و حرفه‌ای در آینده مدل‌های پر هزینه قرار دارد. فرض اساسی در مدل دستک فشاری و کششی، تفکیک‌پذیری میدان تنش پیوسته به صورت مجزا می‌باشد. با در نظر گرفتن بخش‌های فشاری به صورت دستک فشاری و برقراری تعادل نیرو با دستک‌های کششی در محل واقعی، منجر به خرپای معادلی می‌شود که می‌تواند نماینده رفتار کلی یا برخی از پارامترهای آن گردد. دستاوردی که کمک شایان به کاهش هزینه محاسبات و درک ساده از عملکرد زیرسازه به منظور ارزیابی، بهسازی و توسعه طرح می‌کند [10-16].

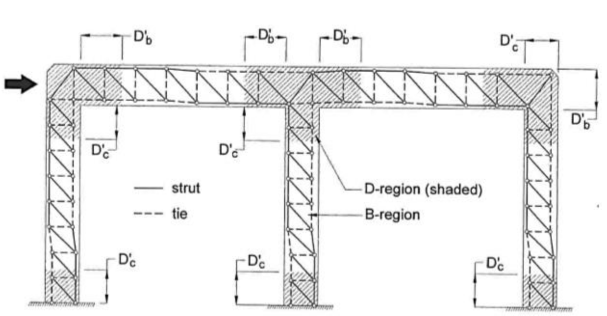
در تحقیق حاضر با استفاده از نتایج به دست آمده از مدل‌های صحت‌سنجی شده میکرو [1,17] برای نمونه اتصالات تیر به ستون دارای جزئیات لرزه‌ای، بدون جزئیات لرزه‌ای و تقویت شده با تکنیک بزرگ‌کردن ناحیه اتصال، مدل خرپای معادل ارائه شده است. مدل توسعه یافته دستک فشاری و کششی قادر است به صورت نوآورانه مکانیزم‌های فعال شده غیر خطی در مناطق آشفته تنشی اتصال را پیش‌بینی کند و تصویر واضحی از مسیر نیرویی اتصالات لرزه‌ای، مستعد آسیب لرزه‌ای و تقویت‌شده را به نمایش بگذارد. وجود دانش مهندسی مبتنی بر جزئیات لرزه‌ای، جزئیات آرماتورگذاری و مکانیزم‌های خرابی و همچنین در نظر گرفتن ابتکارانه ماهیت غیر خطی در اجزای مدل و قابلیت جابه‌جایی آن، توسعه غیر خطی مدل خرپای معادل برای زیرسازه اتصال را به ارمغان آورده است.

مدل‌های توسعه یافته در حالی ارائه شده است که مدل‌های پیشنهادی سایر پژوهشگران از جمله کاسم [18]، کتیوت [19]، چاماهاوان [20]، تای تو [21] و مارچسلا [22] در ارزیابی رفتار اتصالات لرزه‌ای تیر ستون بتن‌آرمه و اتصالات تقویت شده، یا تنها در سطح پیش‌بینی پاسخ‌های خطی باقی مانده است و یا در زمینه مدل‌های دارای ضعف لرزه‌ای مسکوت مانده‌است. استفاده از مدل خرپای معادل برای اتصالات تقویت شده به دلیل کاهش تمرکز تنش در ناحیه آشفته تنشی، ایده‌ای کارآمد و بدون چالش می‌باشد [11,22,23]. در حالی که برای رسیدن به خرپای معادل در نمونه‌هایی که بیشتر ماهیت غیر خطی و توسعه آسیب را از خود بروز می‌دهند (اتصالات مستعد آسیب لرزه‌ای) نیازمند ابتکار عمل‌های مختصی می‌باشد که در این پژوهش به صورت نوآورانه دنبال شده است. با استفاده از نتایج به دست آمده از مدل‌های ارائه شده، پارامترهایی از قبیل، سهم تقاضای نیرو و ظرفیت پلاستیک دستک‌های فشاری و کششی، تأثیر ابعاد بزرگ شدگی طرح تقویت در کاهش تقاضای تنشی ناحیه اتصال و وضعیت تسلیم شدگی دستک‌های کششی مربوط به آرماتورهای طولی تیر مورد بررسی می‌گیرد.

دستک‌های خطی و غیر خطی فشاری و کششی

زمینه استفاده از مدل‌های خرپایی برای بررسی ظرفیت‌های سازه، اولین بار در تحلیل برش عضو بتن مسلح استفاده گردید.

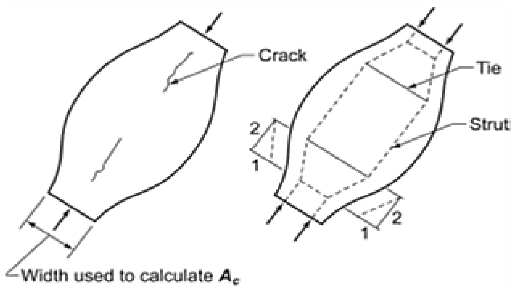
با استفاده از تلفیق بینش مهندسی در مدل خرپایی واقع‌بینانه و نتایج تحلیل، سهم آرماتورها در مقاومت برشی تعیین گردید. پس از آن پژوهشگران تلاش‌های فراوانی در زمینه توسعه مکانیزم‌های خرپاگونه از قبیل مدل خرپای پلاستیسیته، مدل خرپای سازگاری مور و مدل دستک فشاری و کششی، انجام دادند. از میان این سه مدل خرپاگونه، تنها مدل دستک فشاری و کششی می‌تواند برای مناطقی که کرنش در آن غیر خطی می‌باشد، مورد استفاده قرار بگیرد. مطابق ۰) نواحی کرنش غیر خطی به آن نواحی اطلاق می‌شود که بار یا ناپیوستگی‌های هندسی باعث توزیع نامنظم تنش و کرنش درون سطح مقطع می‌شود و از آن به عنوان مناطق آشفته تنشی (Disturbed Regions (D-Regions)) یاد می‌شود. همچنین مناطقی که فرض می‌شود توزیع تنش‌های داخلی و کرنش‌ها به صورت منظم می‌باشد و بر اساس روش‌های مکانیک جامدات می‌تواند مورد تحلیل قرار گیرد، مناطق برنولی (B-region) نامیده می‌شود.



شکل ۱ مناطق B و D در مدل دستک فشاری و کششی قاب دو دهانه بتن‌آرمه [21]

در سه دهه گذشته مدل دستک فشاری و کششی مورد توجه ویژه‌ای قرار گرفته است و از آن به عنوان منطقی‌ترین روش سازه برای تحلیل نواحی آشفته (-D) استفاده می‌شود. همچنین از این تکنیک برای تحلیل رفتار برشی نواحی برنولی (-B) در نظر گرفته می‌شود (هوانگ [24]، پارک [25]، کاسم [18]، پالتا [26] و حسن [27] هوانگ [28,29]، ژانگ [30] و چتچوتیسک [31,32]). بسیاری از پژوهشگران [33,34] نتایج تحلیل‌های اجزای محدود و مسیر نیرویی به دست آمده از آن را پیشینه رسیدن به مدل خرپای ایدئال به روش دستک فشاری و کششی قرار داده‌اند. با استفاده از مدل دستک فشاری و کششی ظرفیت نواحی آشفته (-D) سازه تعیین می‌گردد و طراح می‌تواند جریان نیروهای داخلی را پیش‌بینی کند و اعضای حامل بار بحرانی را شناسایی و طراحی سازه را انجام دهد. قابلیت اساسی روش دستک فشاری و کششی در پذیرفته شدن آن در دستورالعمل‌های طراحی [35] بدین خاطر است که همواره پاسخ نیرویی روش حاضر، کوچک‌تر یا مساوی با سطح پاسخ حقیقی هستند. به عبارتی سطح پاسخ روش دستک فشاری و کششی در حالت حد پایین (Lower Bound) قرار دارد [11-16].

وجود دانش مهندسی مبتنی بر جزئیات لرزه‌ای، جزئیات آرماتورگذاری، مسیر نیرویی و مکانیزم‌های خرابی برای نواحی پرتنش، زمینه‌ساز مدل‌های دستک فشاری و کششی غیر خطی می‌گردد. این توسعه زمانی اتفاق می‌افتد که شرایط مختلف مکانیزم‌های خرابی در مدل خرپایی در نظر گرفته شده باشد. با استفاده از دو روش زیر می‌توان توزیع مسیر نیرویی مرتبط با پاسخ غیر الاستیک سازه در نظر گرفت: ۱) استفاده از مصالح غیر خطی؛ برای مثال هوانگ و لی [24] یک مدل دستک فشاری و کششی بر اساس آیین‌نامه ACI 318 [35] پیشنهاد دادند که در مصالح آن از رفتار غیر خطی بتن استفاده شد. ۲) پتانسیل غیر خطی در طرح مدل و استفاده از اعضای قادر به پیش‌بینی مکانیزم‌های خرابی؛ مثلا استفاده از اعضای کششی در دستک فشاری بطری شکل برای بررسی اثر ترک (۰).



(ب) (الف)

شکل ۲ دستک فشاری بطری شکل: الف) مدل دستک فشاری و کششی آن،(ب) ترک‌خوردگی دستک بطری شکل ([35]ACI 318-14)

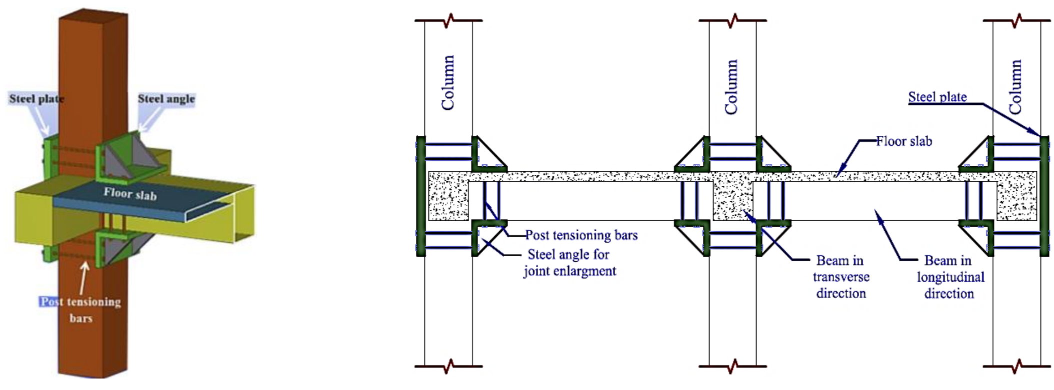
در مدل‌سازی به روش دستک فشاری و کششی اعضای مدل به وسیله گره‌های واقع در انتهای خود به یکدیگر متصل می‌شوند و تعادل نیرو را برقرار می‌کنند. بخش‌هایی از مدل اصلی که تحت کشش هستند و تنش‌های کششی را منتقل

می‌کنند، در مدل دستک فشاری و کششی توسط دستک‌های کششی در موقعیت آرماتورهای تحت کشش در نظر گرفته می‌شوند و نیروهای فشاری، عمده تنش‌ها از طریق دستک‌های فشاری بتنی منتقل می‌شوند. مطابق با مدل‌های تحقیقات پیشین [21] در محل‌هایی که مدل هر دو نیروهای فشاری و کششی را تجربه می‌کند از دستک فشاری و کششی به صورت هم‌زمان استفاده شد و زمانی که دستک‌ها تحت فشار هستند، دستک با خصوصیات بتنی و دستک با خصوصیات فولادی هر دو در انتقال تنش‌های فشاری مشارکت دارند و هنگامی که دستک‌ها تحت کشش قرار می‌گیرند دستک با خصوصیات بتنی به علت در نظر گرفتن رفتار غیر خطی در مصالح آن، ترک می‌خورد و تنش‌های کششی توسط دستک‌های از جنس فولاد منتقل می‌شود.

مقاوم‌سازی لرزه‌ای اتصال با استفاده از بزرگ کردن ناحیه اتصال

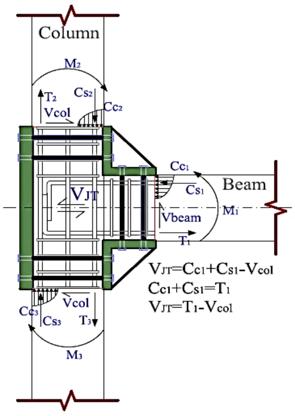
تحقیقات گسترده‌ای برای بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر□ ستون انجام شده است. اما توجه کمتری به تکنیک‌های عملی برای اصلاح لرزه‌ای اتصالات فاقد جزئیات لرزه‌ای شده است. اغلب این روش‌ها با هدف بهبود ظرفیت برشی اتصال و اطمینان از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر صورت گرفته است. مقاوم‌سازی اتصالات تیر ـ ستون بتن‌آرمه با استفاده از روکش‌های بتنی یکی از تکنیک‌های متداول است [36]. اما در این روش قطعات بیرون‌زده از ژاکت بتنی را تولید می‌کند، که باعث کاهش فضای قابل استفاده در کف می‌شود و ممکن است در بسیاری از موارد آن را از نظر معماری غیر قابل قبول کند. با معرفی مواد پلیمری مسلح شده با الیاف (Fiber Reinforced Polymers (FRP))، تکنیک‌های بسیاری برای افزایش مقاومت برشی اتصالات تیر ـ ستون بتن‌آرمه در نظر گرفته شده است. این روش نیازمند دسترسی کامل به محل پیرامون اتصال تیر ـ ستون است که غالبا به علت عدم باز شو و محصور شدگی دال چالش‌های بالقوه‌ای را به وجود می‌آورد و نمی‌تواند سختی دورانی محل اتصال را تقویت کند [37-44].

شفائی و همکاران [1,45] مطابق۰ یک روش نوآورانه با عنوان بزرگ‌کردن ناحیه اتصال تیر ـ ستون با استفاده از قطعات فولادی برای بهسازی اتصالات پیشنهاد و آزمایش کردند. در این روش بهسازی دیگر نیازی به تخریب قسمت‌های اطراف اتصال از جمله دال نمی‌باشد و به عبارتی معمار پذیر است. از آنجا که در این تکنیک از مواد متعارف استفاده می‌شود و با سهولت در اجرا همراه است؛ لذا در مقایسه با سایر تکنیک‌ها ارزان قیمت می‌باشد. در این روش تقویتی مانند سایر روش‌های تقویتی با بزرگ‌کردن ناحیه اتصال و تعریف مسیر نیرویی جدید، تقاضای تنشی ناحیه اتصال کاهش می‌یابد و در کنار پایداری قابل توجه ادوات تقویتی در طول تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، حفاظت برشی از ناحیه اتصال آسیب‌پذیر تضمین می‌گردد.

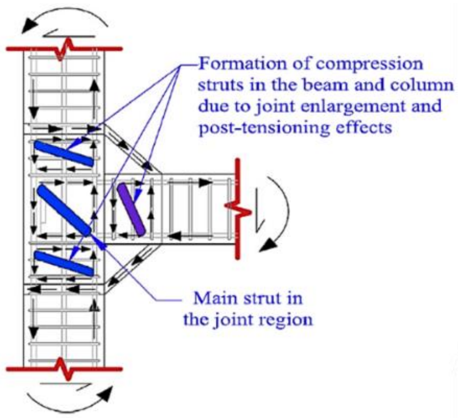


(الف) نمای پلان (ب) نمای سه بعدی

شکل ۳ نمایی از مقاوم‌سازی اتصالات بتن‌آرمه با استفاده از نبشی‌های فولادی [45]



(الف) افزایش مشارکت در نیرویبرشی مقاوم اتصال



(ب) دستک قطری فشاری توسعه یافته

شکل ۴ مکانیزم انتقال بار اتصالات تیر - ستون توسعه یافته [45]

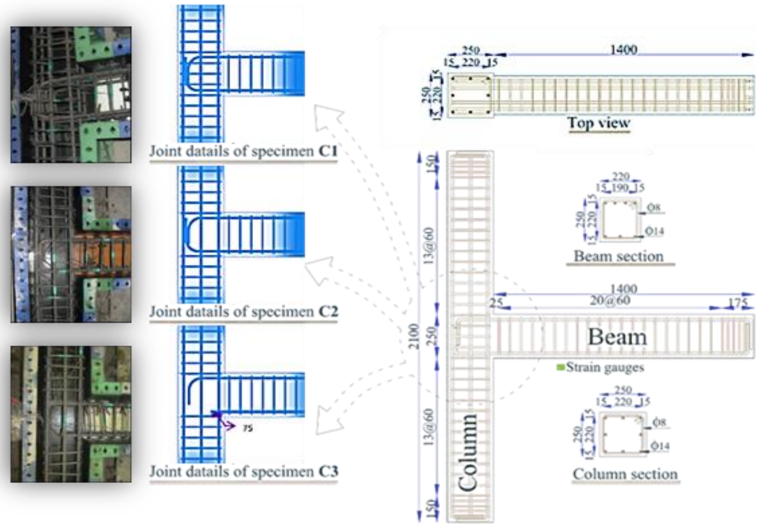
اضافه کردن نبشی‌ها و ورق فولادی به اطراف ناحیه مشترک در صورت حفظ پیوستگی با سطح بتن، مطابق **Error! Reference source not found.**) قادر است بخش‌هایی از تیر و ستون را به ظرفیت برشی ناحیه اتصال اضافه کند. قبل از تقویت و توسعه اتصال، سطح مقاوم برشی به اندازه سطح ستون می‌باشد و بعد از تقویت اتصال، سطح مقاوم برشی گسترش می‌یابد. بدین صورت تقاضای تنش برشی و تمرکز نیرو در ناحیه مشترک کاهش می‌یابد و رویکرد بزرگ کردن ناحیه اتصال تحقق می‌یابد. در این حالت زیر سازه قادر است برش متناظر با حداکثر ظرفیت خمشی تیر را از محل اتصال توسعه یافته منتقل کند. یکی از دستاوردهای مدل‌های دستک فشاری و کششی برای نواحی آشفته تنشی مانند ناحیه اتصال تیر ـ ستون، بررسی مسیر نیرویی بر اساس ظرفیت مواد بتنی و فولادی در انعکاس دستک‌های کششی و فشاری می‌باشد. مطابق **Error! Reference source not found.**) بر اساس جهت لنگر و برش ایجاد شده در ستون‌ها و تیر اطراف ناحیه اتصال، بلوک تنشی در ناحیه اتصال تقویت‌نشده (بدون خاموت عرضی) به وجود می‌آید. با استفاده از جهت تنش‌های اصلی (و بار محوری ستون) یک دستک فشاری قطری اصلی معرفی می‌شود. مؤلفه افقی نیروی جریان پیدا کرده در دستک فشاری اصلی، به عنوان مقاومت برشی اتصال شناخته می‌شود. با اضافه‌کردن نبشی‌های فولادی در اطراف اتصال به گونه‌ای که لغزش در سطح تماس نبشی‌ها و بتن ایجاد نگردد، بلوک تنشی مشابه با جریان نیرو در ناحیه اتصال، برای بخش‌های محصور شده ستون‌ها و تیر اتفاق می‌افتد. به عبارتی جهت دستک‌های مورب فشاری در نواحی محصور شده در تیر و ستون بالا و ستون پایین تغییر جهت می‌دهد و هم‌جهت با دستک فشاری اصلی در ناحیه اتصال می‌گردد. بدین ترتیب بخش‌های جدیدی در ظرفیت برشی اتصال مشارکت می‌کنند و از تمرکز تنش و تقاضای نیرویی در ناحیه مشترک کاسته می‌شود.

معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی برای صحت‌سنجی مدل تحلیلی

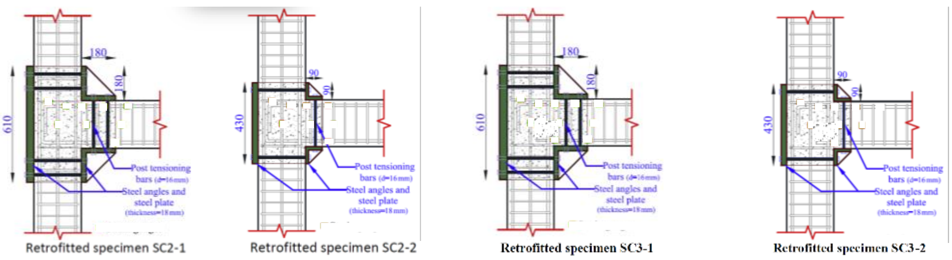
اتصالات مورد بررسی در این پژوهش برگرفته از نمونه‌های آزمایشگاهی شفائی و همکاران [45,46] می‌باشد. دو دسته کلی اتصالات مرسوم پیش از تقویت و دسته اتصالات تقویت شده را مورد مطالعه تجربی قرار دادند.

اتصالات پیش از تقویت

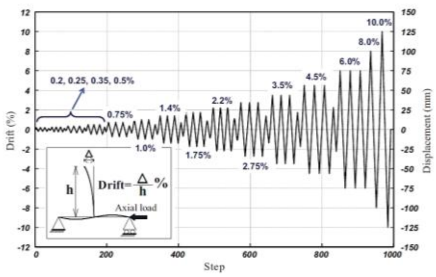
اتصالات بتن‌آرمه مورد بررسی، بر اساس جزئیات لرزه‌ای و جزئیات متداول غیرلرزه‌ای در ساخت گذشته به سه دسته تقسیم می‌شود. نمونه اول با جزئیات لرزه‌ای در نظر گرفته شد که بر اساس استانداردها دارای خاموت کافی در ناحیه اتصال و گیرداری آرماتورهای طولی تیر می‌باشد (C1). نمونه‌های بدون جزئیات لرزه‌ای (که بسیاری از اتصالات موجود را پوشش می‌دهد) شامل فقدان خاموت ستون در ناحیه اتصال هستند (C2) و در نمونه آخری علاوه بر ضعف قبلی، آرماتور مثبت تیر نیز در ناحیه اتصال امتداد پیدا نکرده است (C3). این سه نمونه با ابعاد هندسی مشابه به همراه مونتاژ نمونه‌ها در ۰) نشان داده می‌شود.



شکل ۵ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌های تقویت نشده آزمایش (ابعاد به میلی‌متر) [1]



الف) ابعاد و جزئیات نمونه های آزمایش



ج) پروتکل بارگذاری چرخه ای جانبی



ب) راه اندازی آزمایش

شکل ۶ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌های تقویت شده آزمایش (ابعاد به میلی‌متر) [1]

اتصالات تقویت شده

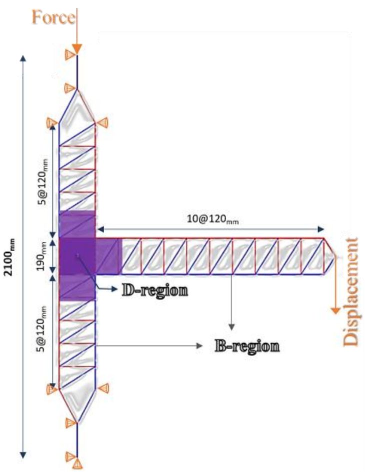
برای اتصالات دارای ضعف‌های لرزه‌ای اشاره شده قبلی (C2 و C3)، نمونه‌های تقویت شده با نبشی‌های ۱۸۰mm، ۱۴۰ mm و۹۰ mm در نظر گرفته می‌شود. جزئیات مدل‌های عددی اتصالات تقویت شده در۰) مشخص شده است. نمونه‌های آزمایشگاهی از نبشی‌های با ضخامت ۱۸ mm و ورق فولادی ۱۸ mm با عرض ۴۰۲ mm و میله‌های پیش‌تنیده فولادی با قطر ۱۶ mm استفاده شد. صفحه‌ی فولادی و نبشی‌های بالا و پایین تیر با استفاده از سخت کننده‌های تعبیه شده، صلب باقی می‌مانند.

مدل‌سازی اتصالات قبل و بعد از تقویت

مدل‌سازی به روش دستک فشاری و کششی برای اتصالات تیر ـ ستون شامل سه نوع از اتصالات موجود شامل اتصالات دارای جزئیات لرزه‌ای (C1)، اتصالات بدون جزئیات لرزه‌ای با ضعف فقدان خاموت در ناحیه اتصال (C2) و اتصالات بدون جزئیات لرزه‌ای با ضعف فقدان خاموت و عدم گیرداری کافی آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال (C3) در نظر گرفته شد. تمامی اتصالات در نظر گرفته شده بر اساس نمونه‌های

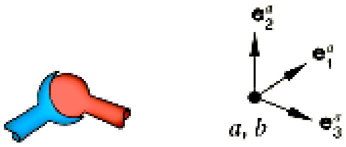
آزمایشگاهی شفائی و همکاران [1,45] مدل‌سازی شده است.

برای تحلیل‌های غیر خطی مدل‌های ماکرو از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس استفاده شد. تحلیل به بارگذاری یک‌طرفه محدود شد و به گونه‌ای که نیروی اعمال شده به مدل‌ها یک بار در جهتی می‌باشد که دستک‌های بالای تیر در کشش قرار می‌گیرند و نتایج ثبت می‌گردد و بار دیگر مدل در وضعیت اولیه با جابه‌جا کردن دستک‌های بالا و پایین تیر توسط همان نیروها در جهت قبلی اعمال می‌شود و نتایج ثبت می‌شود. برای اتصال دارای جزئیات لرزه‌ای تا دریفت ۶٪ و برای اتصالات دارای ضعف لرزه‌ای تا دریفت ۴/۵ ٪ بارگذاری انجام شد. مطابق ۰) بار از نوع جابه‌جایی کنترل به تیر در راستای عمود بر محور طولی آن در نظر گرفته شد و بار محوری $0.16\,A_g f'_c$ به بالای ستون اعمال شد و شرایط مرزی تنها برای دو انتهای ستون‌ها مطابق ۰) در نظر گرفته شد.



شکل ۷ بارگذاری، شرایط مرزی و ابعاد کلی مدل دستک فشاری و کششی اتصال تیر - ستون

دستک‌های‌فشاری و کششی به صورت Wire با المان‌های دو گرهی B21 در نظر گرفته شد و اتصال بین اعضا با اتصال‌دهنده مفصلی (Join Connector Section) مطابق ۰) مدل‌سازی شد. مزیت استفاده از المان‌های Beam توانایی در اختصاص پروفیل‌های متنوع در نرم‌افزار می‌باشد. برای تحلیل غیر خطی مدل از روش استاتیکی استفاده شد و برای هر عضو، یک المان در نظر گرفته شد.



شکل ۸ اتصال دهنده مفصلی در نرم‌افزار آباکوس

خصوصیات مصالح

برای تمامی مصالح استفاده شده در مدل دستک فشاری و کششی رفتار غیر خطی مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی در نظر گرفته شد و در محیط اجزای محدود صحت‌سنجی صورت گرفت. خصوصیات مکانیکی مصالح فولادی مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های اجزای محدود در ۰معرفی می‌شود. فولاد نرمه ساختمانی در کشش و فشار رفتار تقریبا مشابه دارد. رفتار کششی تک‌محوری آرماتورهای فولادی و سایر قطعات فولادی در ناحیه الاستیک بر اساس مدول یانگ متعارف ($E_s = 2 \times 10^5$ MPa) و نسبت پواسن ۰/۳ در نظر گرفته شد. رفتار پلاستیک آرماتورها بر اساس رفتار دو خطی تعریف شد. برای تحلیل‌های یک‌طرفه صورت گرفته در مدل‌های دستک فشاری و کششی از آنجا که الگوی رشد سطح تسلیم با معیار تسلیم نخستین، تشابه دارد؛ لذا نوع سخت‌شدگی آرماتورها، ایزوتروپیک در نظر گرفته شد.

جدول ۱ خواص مکانیکی فولاد نمونه‌ها

قطعات به کار رفته	مقاومت تسلیم‌شدگی (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	کرنش تسلیم‌شدگی (%)	کرنش نهایی (%)
Bar 14 mm (ASTM 615G60)	460	680	0.20	13
Bar 8 mm (ASTM 615G40)	350	410	0.18	18
Angles & Steel plate (ST37)	240	360	0.13	60
Prestressed bars	900	1000	-	10

در مصالح بتنی بعد از بارگذاری و باربرداری‌های مکرر، کرنش‌های دائمی به علت اصطکاک و ترک‌های ریز به علت لغزش باقی می‌ماند که نوعی آسیب را ایجاد می‌کند. نرم‌افزار آباکوس، برای شبیه‌سازی آسیب در مواد بتن مسلح، سه مدل ترک ارائه می‌کند که عبارتند از مدل ترک پخشی بتن (Concrete Smeared Cracking)، مدل شکست ترد و مدل خسارت- پلاستیک بتن؛ مدل خسارت- پلاستیک بتن تنها مدلی است که در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استفاده است و برای مصالح ترد تحت بارگذاری چرخه‌ای با امکان بازیابی سختی طراحی شده است. گنیکوم سو و پولاک [47] رفتار دال‌های بتن مسلح را با استفاده از مدل‌های CDP در آباکوس مورد مطالعه قرار دادند. نتایج تحقیقاتشان نشان داد که تحلیل اجزای محدودی به رفتار کششی بتن، اندازه مش‌ها، زاویه اتساع و پارامترهای خسارت بتن حساس می‌باشد. در این مقاله از مدل‌های CDP برای مدل‌سازی سه بعدی اتصالات تیر- ستون بتن مسلح در برنامه آباکوس استفاده می‌شود. در مدل CDP زوال سختی با تعریف ارتباط بین تنش و تنش مؤثر مدل‌سازی می‌شود. با استفاده از آسیب عددی و تنش مؤثر بر اساس معادله (۱) ارتباطی بین خسارت و پلاستیسیته ایجاد می‌شود که مدل تنش- کرنشی را در CDP ارائه می‌کند.

$$f = (1 - d)E_0^{el}\left(\varepsilon - \varepsilon^{pl}\right) = (1 - d)f' \qquad (۱)$$

که در اینجا: f تنش است، d متغییر عددی خسارت سختی می‌باشد (که از صفر تا یک مقدار دارد)، E_0^{el} مدول الاستیسیته اولیه است، ε کرنش کل می‌باشد، ε^{pl} کرنش پلاستیک است ($\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl}$) و f' تنش مؤثر (حداکثر مقاومت فشاری یا کششی بتن) می‌باشد. آسیب بتن فقط در ناحیه نرم‌شدگی رخ می‌دهد و مقدار آسیب در لحظه کرنش نهایی بتن ۰/۹۷ فرض شد [47]. پارامترهای اساسی پلاستیسیته مورد نیاز در مدل خسارت پلاستیک بتن ۰ مشخص شده است.

جدول ۲ پارامترهای ورودی در مدل CDP

پارامتر ویسکوزیته	k_c	f_{b_0}/f_{c_0}	خروج از مرکزیت	زاویه اتساع
0.001- 0.01	0.667	1.16	0.1	25

در معادلات حاکم بر رفتار ماده تحت تنش سه محوره، رفتار ماده در حالت تک محوره، به خصوص برای سطح تسلیم در نظر گرفته می‌شود. منحنی تنش- کرنش فشاری بتن از نتایج آزمایش تک محوره بتن حاصل می‌شود. قسمت ابتدای نمودار تا تنش حد تناسب $0.4 f'_c$ به صورت الاستیک فرض می‌شود [48]. مدول الاستیسیته مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی بر اساس رابطه آیین‌نامه ACI 318 [35] برابر $(E_0^{el} =)\ 4700\sqrt{f'_c\ _{(MPa)}}$ تعیین می‌گردد [35]. برای مدل‌سازی رفتار فشاری بتن از معادلات تورنفلد [49] استفاده شده‌است (معادلات ۲تا۴).

$$\frac{f}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \times \frac{n}{\left[n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^{nk}\right]} \qquad (۲)$$

$$n = k = 1 \qquad {}^{\varepsilon_c}/_{\varepsilon_0} < 1 \qquad (۳)$$

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{17} \quad , k = 0.67 + \frac{f'_c}{62} \qquad {}^{\varepsilon_c}/_{\varepsilon_0} > 1 \qquad (۴)$$

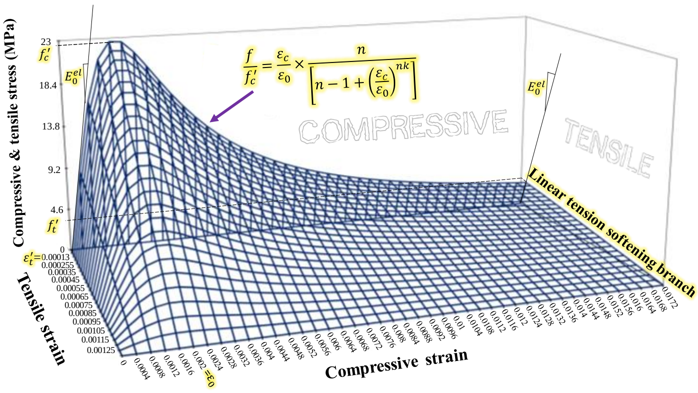
که در اینجا: f'_c حداکثر مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای استاندارد بتن می‌باشد و بر اساس سیستم متریک قرار داده می‌شود، ε_c کرنش فشاری کل می‌باشد، ε_0 کرنش نظیر حداکثر تنش فشاری بتن می‌باشد ($\varepsilon_0 = 0.00078\left[f'_c\ _{(MPa)}\right]^{\frac{1}{4}}$). کرنش فشاری غیرالاستیک [ε_c^{in}] برای مشخص کردن رفتار فشاری بتن در برنامه آباکوس مورد استفاده قرار می‌گیرد که بر اساس معادلات (۵) و (۶) به دست می‌آید.

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \qquad (۵)$$

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{f_c}{E_0^{el}} \qquad (۶)$$

که در اینجا: ε_{0c}^{el} کرنش فشاری الاستیک بتن آسیب ندیده می‌باشد.

در برنامه آباکوس رفتار کششی بتن پس از شکست کششی آن تعریف می‌شود و فرض می‌گردد تنش کششی بتن تا کرنشی برابر با ده برابر کرنش نظیر شکست کششی ($10\ \varepsilon'_t$) به صورت خطی تغییر می‌کند [50]. منحنی‌های تنش- کرنش رفتار فشاری و کششی بتن مدل‌ها در۰) به همراه مقادیر تنش و کرنش برای نمونه C1 مشخص شده است و همچنین مشخصات مکانیکی بتن به کار رفته در نمونه‌ها در ۰ارائه شده است.



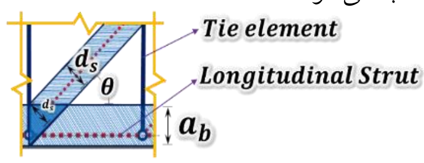
شکل ۹ منحنی تنش- کرنش بتن در کشش و فشار

جدول ۳ خواص مکانیکی بتن نمونه‌ها

مدول الاستیسیته (MPa)	مقاومت کششی نمونه استوانه‌ای (MPa)	مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (MPa)	نمونه
22540	3.0	23.0	C1
22687	3.0	23.3	C2
23500	3.1	24.7	C3
23594	3.1	25.2	All SC

خصوصیات المان‌ها

دستک‌های فشاری و کششی به سه نوع المان تقسیم‌بندی شدند. المان‌های نوع ۱ به نواحی برنولی (B-) تعلق دارند و شامل دستک‌های کششی عرضی و دستک‌های فشاری مورب می‌باشند که نشان دهنده رفتار مواد فولادی در خاموت‌ها و مواد بتنی در نواحی مورب فشاری تیر و ستون می‌باشد. عرض دستک‌های بتنی مطابق۰) با استفاده از میانگین عرض نوار دو دستک فشاری ابتدا و انتهای آن و فاصله بین دو دستک کششی عرضی محاسبه می‌شود.

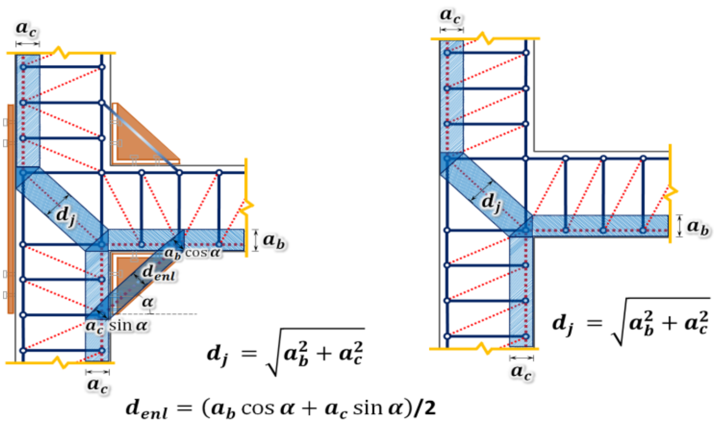


$$d_s = a_b \cos\theta$$

شکل ۱۰ عرض دستک‌های فشاری در نواحی تیر و ستون

المان‌های نوع ۲ پاسخ‌های خمشی سازه در نواحی برنولی (B-) را مشخص می‌کنند. این المان‌ها از دستک‌های فشاری بتن و فولاد و دستک‌های کششی بتن و فولاد تشکیل می‌شود. تنش‌های فشاری و کششی در راستای طولی تیر و ستون را حمل می‌کنند. مصالح فولادی از منشأ آرماتورهای طولی تیر و ستون با سطح مقطع معادل به دست می‌آید. سطح مقطع دستک‌های بتنی بر اساس سطح بلوک تنش ویتنی در بتن فشاری تعیین می‌شوند و پیرامون دستک‌های کششی طولی قرار می‌گیرند.

توده‌های بتنی تحت فشار و آرماتور فولادی تحت کشش در نواحی آشفته (D-) و همچنین دستک‌های تقویتی در مدل‌های تقویت‌شده از نوع ۳ می‌باشند. دستک‌های فولادی بر اساس سطح مقطع فولاد اندازه‌گیری می‌شوند و دستک‌های بتنی بر اساس تناظر هندسی بین دو دستک فشاری قبل و بعد از آن مطابق ۰) مشخص می‌شوند. المان‌های نوع ۳ برای هر مدل با توجه به جزئیات آن از الگوی مختصی برخوردار است و با ظرفیت کششی و فشاری خود رفتار نهایی اتصال را تشکیل می‌دهد. جزئیات بیشتر المان‌ها در ۰و شکل (۱۲) مشخص شده است.

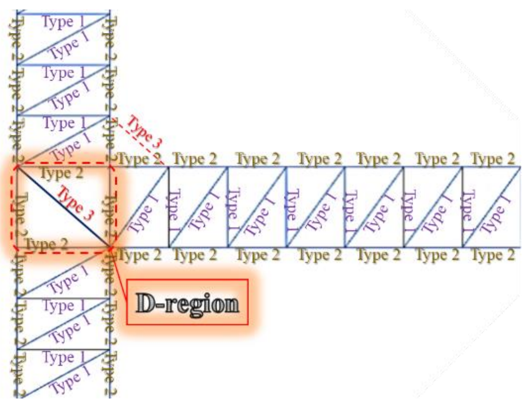


(ب) اتصال تقویت‌شده (الف) اتصال موجود

شکل ۱۱ عرض دستک‌های فشاری در ناحیه اتصال

جدول ۴ مشخصات دسته‌بندی نوع المان دستک‌های فشاری و کششی

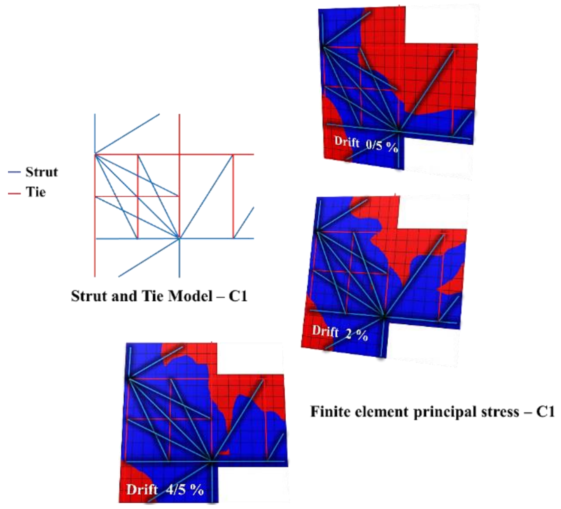
مشخصه تنش- کرنش	سختی الاستیسیته (MPa)	سطح	المان مدل	دسته‌بندی المان
بر اساس معادلات تورنفیلد	۲۲۵۴۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	بر اساس عرض دستک‌های اطراف	دستک فشاری قطری بتنی	۱
بر اساس رفتار دو خطی فولاد و سخت شوندگی ایزوتروپیک	۲۰۰۰۰۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	Av=Vn / fvy	دستک کششی خاموت عرضی	
بر اساس معادلات تورنفیلد	۲۲۵۴۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	بر اساس ارتفاع بلوک فشاری ویتنی	دستک کششی بتنی	۲
بر اساس رفتار دو خطی فولاد و سخت شوندگی ایزوتروپیک	۲۰۰۰۰۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	همانند سطح مقطع میلگرد در منطقه	دستک کششی آرماتور	
بر اساس معادلات تورنفیلد	۲۲۵۴۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	بر اساس عرض دستک‌های اطراف	دستک فشاری بتنی در ناحیه D	۳
بر اساس رفتار دو خطی فولاد و سخت شوندگی ایزوتروپیک	۲۰۰۰۰۰ (بر طبق نتایج آزمایشگاهی)	همانند سطح مقطع فولاد در ناحیه	دستک کششی فولادی در ناحیه D	



شکل ۱۲ تخصیص نوع المان‌ها در مدل دستک فشاری و کششی

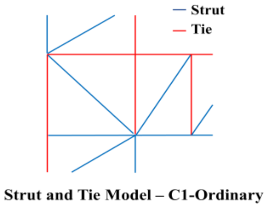
موقعیت دستک‌ها بر اساس مسیر نیرویی اجزای محدود اتصالات پیش از تقویت

مدل اتصال با جزئیات لرزه‌ای- C1. برای اتصال دارای جزئیات لرزه‌ای از قبیل خاموت در ناحیه اتصال و خم استاندارد آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال از مدل دستک فشاری و کششی مطابق با۰) استفاده شد. این مدل مشابه تحقیقات کاسم [18] از سه مجموعه دستک‌های فشاری برای ناحیه اتصال استفاده شد. تحت اثر بار لرزه‌ای پتانسیل ترک‌خوردگی کششی در طول دستک فشاری قطری اتصال توسعه پیدا می‌کند. لذا برای مقاومت در برابر این نوع گسیختگی به مشارکت آرماتورهای افقی و قائم در اتصال نیاز می‌باشد. با این شرایط مسیرهای نیرویی مناسبی از طریق دستک فشاری قطری و دستک‌های با شیب زیاد و کم پیش‌بینی می‌شود. دستک کششی افقی به وسیله خاموت‌های ناحیه اتصال (که در اینجا معادل با ۶ تا آرماتور ۸ ɸ) اثر داده می‌شود و دستک کششی قائم به وسیله آرماتورهای میانی ستون (که در اینجا معادل با ۲ تا آرماتور ۱۴ ɸ) در میانه اتصال در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱۳ مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برای ناحیه اتصال C1

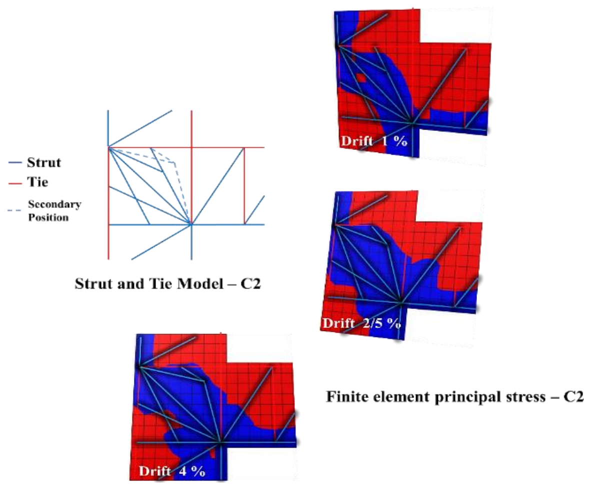
در صورتی که از یک دستک فشاری قطری برای اتصال استفاده گردد تعادل در گره‌های دو طرف دستک کششی مربوط به تأثیر خاموت‌ها در حالت اولیه برقرار نمی‌شود و نمی‌توان تأثیر مقدار خاموت را به صورت مستقیم مورد بررسی قرار داد، اما از آنجا که در این مدل ساده عرض دستک فشاری اصلی قطری، سطح مقطعی برابر با سه تا دستک فشاری متصل به یک گره در این ناحیه دارد، در انتقال تنش‌های مؤثر و سختی مدل تفاوت چندانی به وجود نمی‌آید. با این وجود مدل یک دستک فشاری در اتصال نیز برای مقایسه نتایج مطابق۰) در نظر گرفته شد.



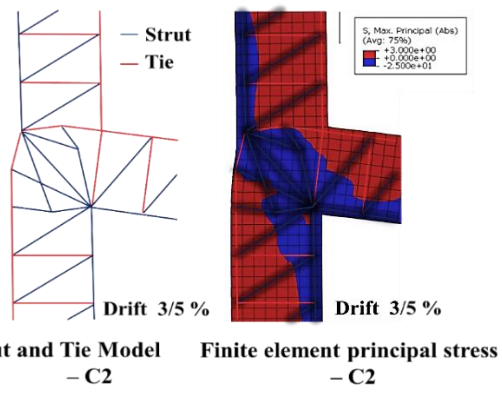
شکل ۱۴ مدل دستک فشاری و کششی اتصال C1 با یک دستک فشاری اصلی در ناحیه اتصال

مدل اتصال با جزئیات غیرلرزه‌ای- عدم حضور تنگ در ناحیه اتصال- C2. عدم وجود خاموت، عدم وجود دستک کششی در ناحیه درون صفحه مشترک محصور شده با آرماتورهای طولی تیر و ستون را همراه داشته است. به عنوان صریح‌ترین انتخاب می‌توان مدل پیشنهادی C1 برای حالت غیر خطی را برای C2 در نظر گرفت و تنها مکانیزم مربوط به حضور خاموت را در آن حذف کرد. این مدل با نام مدل C2 مبتنی بر C1 در نظر گرفته شد. در نمونه غیر لرزه‌ای C2، حذف خاموت و گسترش رفتار خارج از الاستیک اتصال، انتظار جاری شدن آرماتور طولی تیر و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر را به چالش می‌کشد. لذا در خرپای غیر خطی ایدئال برای چنین نوع گسیختگی باید در نواحی کرنش غیر خطی اتصال متمرکز شد. برای پیدا کردن خرپاهای ایدئال، نتایج تحلیل غیر خطی اجزای محدود کمک زیادی می‌کند. رفتار چرخشی و انحنای تیر و لغزیدن آرماتورهای کششی تیر در بر اتصال و درون اتصال همگی از جمله موارد شناسایی تغییرات ظاهری اتصال در ایجاد پاسخ‌های نهایی می‌باشد. رفتار قاب چشمه اتصال در مدل دستک فشاری و کششی برای دریافت پاسخ زوال ظرفیتی بعد از پلاستیک شدن دستک فشاری اتصال (وقوع ترک و گسترش آن) نیازمند شکست در وسط اضلاع می‌باشد. به عبارتی دیگر گسترش خرابی در اتصال به واسطه زوال و خسارت دستک فشاری اتصال (بتن) ارتباط پیدا می‌کند و کاهش طول و جمع‌شدگی قطر نیازمند تبدیل شکل چهارگوشه اتصال به یک

شکل چند ضلعی می‌شود. چنین رویکردی در پیدا کردن الگوی مناسب و اقناع تعادل نیرو منجر به مدل نهایی برای نمونه C2 گردید. با توجه به الگوهای انتقال تنش در ۰) می‌توان مشاهده کرد که تنش‌های فشاری در حوزه اتصال با افزایش دریفت، توسعه یافته است و بخش‌های بیشتری از اتصال را درگیر کرده است و به عبارتی عرض دستک فشاری قطری در ناحیه اتصال بیشتر شده است. وضعیت قرارگیری دستک‌های‌فشاری در ناحیه اتصال به‌گونه‌ای می‌باشد که بتواند توسعه تنش را به خوبی پیش‌بینی کند. از طرفی وجود پتانسیل غیر خطی در دستک قطری باعث کاهش مقاومت در ظرفیت تحمل بار اتصال می‌گردد. همچنین چیدمان دستک‌ها با توجه به۰) نشان می‌دهد که با در نظر گرفتن توانایی تغییر موقعیت در اعضای ناحیه اتصال می‌توان به رفتاری شکل‌پذیر از اتصال و مطابق با تغییر شکل‌های تحلیل مدل میکروی اجزای محدود، دست یافت.

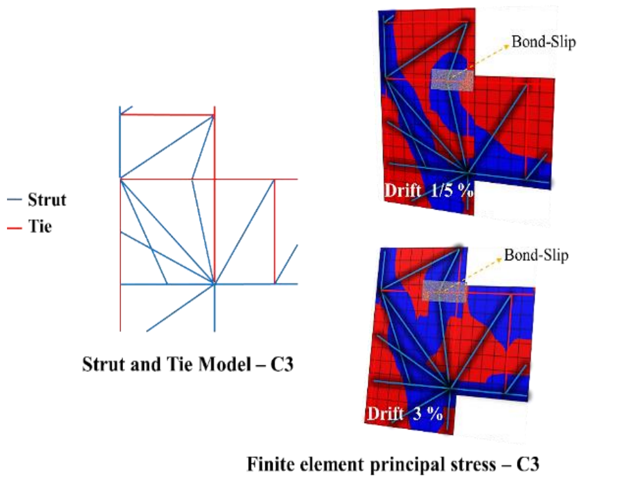


شکل ۱۵ مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برای ناحیه اتصال C2



شکل ۱۶ مقایسه تغییر شکل و توزیع تنش‌های فشاری در ناحیه اتصال C2 بین نتایج تحلیل اجزای محدود و STM

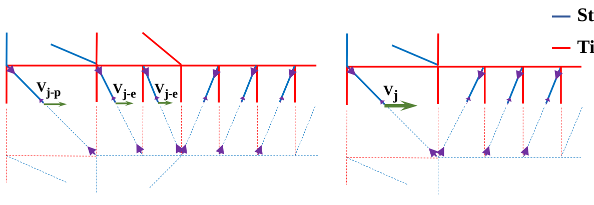
مدل اتصال با جزئیات غیرلرزه‌ای- عدم حضور تنگ و قطع آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال-C3. در نمونه اتصال غیر لرزه‌ای C3 سهم تغییر شکل‌های ناشی از لغزش آرماتور طولی تیر در اتصال زیاد می‌شود و به علت کافی نبودن گیرداری آرماتور تحت کشش تیر با یک لغزش کلی پیوستگی بین آرماتور و بتن از بین می‌رود. برای ایجاد تأثیرات ناشی از لغزیدن آرماتور مذکور در تغییر شکل‌های زیاد و زوال سختی پس از الاستیک از یک تکنیک استفاده شد. مطابق ۰) دستک فشاری به میانه طول آرماتور قطع شده در ناحیه اتصال در نظر گرفته شد و برای تعادل نیرو و ایجاد بازوی فشاری دو طرفه در هنگام کشیده شدن دستک کششی متصل به آن (نماینده آرماتور قطع شده) در طرف دیگر آن نیز دستک فشاری اضافه گردید (عملکرد گوای پیوند آرماتور با بتن). از آنجا که مقدار طول گیرداری کافی برای جاری شدن آرماتور مدفون در بتن با قطر آرماتور رابطه مستقیمی دارد، در این مدل به جای آرماتور با قطر اصلی و طول گیرداری ناکافی، از دستک کششی متناسب با آرماتور کاهش یافته استفاده گردید که طول گیرداری آن به اندازه طول موجود و ناکافی آرماتور اصلی می‌باشد. با استفاده از این سطح مقطع کاهش یافته به دست آمده از نسبت طول موجود به طول گیرداری در قطر موجود، دستک‌های کششی در محل امتداد آرماتور قطع شده در ناحیه اتصال لحاظ شد و با جاری شدن و رفتار پلاستیک خود اثرات لغزش را در جابه‌جایی مدل انعکاس می‌دهد.



شکل ۱۷ مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برای ناحیه اتصال C3

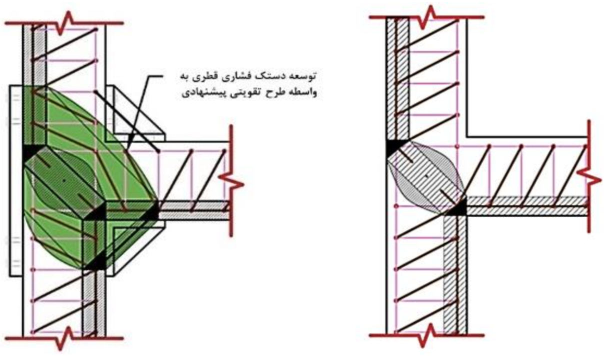
اتصالات تقویت‌شده

پیش‌بینی اعضای دستک فشاری و کششی در مدل دستک فشاری و کششی مبتنی بر مسیر نیروی به دست آمده از تحلیل‌های اجزای محدود می‌باشد. عمده مسیر نیرو در روش تقویت بزرگ کردن ناحیه اتصال، از طریق یک عضو مورب شناسایی می‌شود. تمامی اعضای حقیقی در مدل دستک فشاری و کششی، توسط دو ابزار دستک فشاری یا کششی خرپایی پیش‌بینی می‌شود. دستک اختصاص داده شده به مسیر نیرویی ایجاد شده توسط ادوات فولادی نبشی در کنج‌های اتصال، همان طور که در ۰اشاره شده است، از جنس فولاد و دارای ابعاد معادل با ظرفیت فشاری و کششی آن می‌باشد. با توجه به۰)، به علت حفظ تعادل نیرو در گره‌های متصل کننده عضو خرپایی مورب تقویتی اضافه شده، جهت اعضای مورب بخشی از تیر و ستون معکوس می‌گردد. بدین ترتیب نیروی عضو مورب تقویتی، به ستون منتقل می‌شود. نیروی منتقل شده به صورت برشی در ناحیه اتصال توسعه یافته ظاهر می‌گردد و همان طور که در ۰) مشاهده می‌گردد، موجب افزایش و توسعه ظرفیت برشی اتصال می‌شود.



(ب) (الف)

شکل ۱۸ نمایش برش مقاوم در ناحیه اتصال: الف) قبل از تقویت، ب) بعد از تقویت

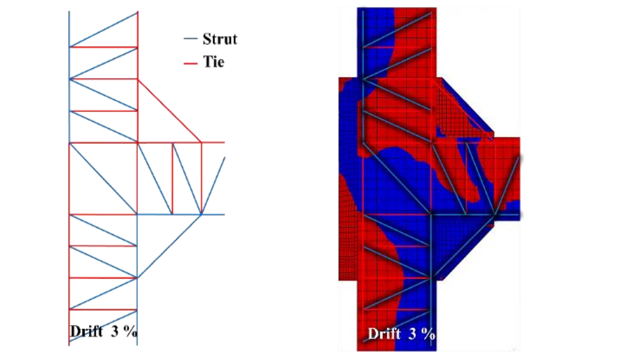


(ب) بعد از تقویت (الف) قبل از تقویت

شکل ۱۹ توسعه دستک فشاری در حالت اتصال تقویت شده نسبت به قبل از تقویت

در اتصالات تقویت شده، از آنجا که تمرکز تنش در ناحیه مشترک کمتر از حالت بدون تقویت شده است و مکانیزم خرابی از منشأ ترک‌های قطری و یا لغزش آرماتور مقدم نمی‌شود؛ می‌توان در ناحیه اتصال، مطابق با جزئیات ارائه شده برای مدل C1 از یک دستک فشاری قطری استفاده گردد.

در مدل پیشنهادی برای تعیین موقعیت دستک‌های تقویتی بر این اساس عمل شد که ابتدا یک دستک کششی عرضی (مربوط به حضور خاموت) در انتهای بال نبشی‌ها در نظر گرفته می‌شود و از دو گره تلاقی دستک کششی عرضی و اعضای طولی تیر و ستون، دستک‌های مورب تقویتی تشکیل می‌گردد. بدین ترتیب عضو مورب تقویتی نقش کوتاه‌شدگی تیر و ستون را به خوبی حفظ می‌نماید. در شکل (۲۰) خرپای ایدئال مدل دستک فشاری و کششی برای اتصال تقویت‌شده با نبشی mm ۱۸۰ در کنار نتایج تحلیل اجزای محدود مشخص شده است. مشاهده می‌گردد که مسیر نیرویی واقع‌بینانه‌ای برای اتصالات تقویت شده در نظر گرفته شده است.

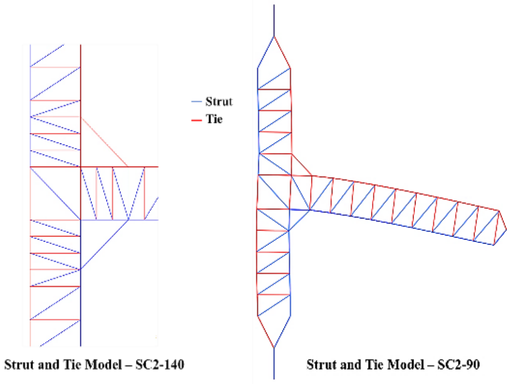


Strut and Tie Model – SC2-180 Finite element principal stress – SC2-180

شکل ۲۰ مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برای اتصال تقویت‌شده با نبشی 180 mm

مدل‌سازی اتصالات تقویت شده با وجود کافی نبودن گیرداری آرماتور مثبت (SC3) عدم امتداد آرماتور با کاهش سطح مقطع مدل‌سازی گردید. به گونه‌ای که به جای آرماتور با قطر اصلی و طول گیرداری ناکافی، از دستک کششی متناسب با آرماتور کاهش یافته استفاده گردید که طول گیرداری آن به اندازه طول موجود و ناکافی آرماتور اصلی می‌باشد. (سطح مقطع کاهش یافته برابر است با نسبت طول موجود به طول گیرداری در قطر موجود). در اتصالات تقویت شده با نبشی‌های

فولادی، اندازه‌های مختلف نبشی بر میزان گسترش اتصال و محصورشدگی تأثیر مستقیم می‌گذارد. با کاهش اندازه نبشی تقویتی، دستک‌های تقویتی موقعیت کوچک‌تری از تیر و ستون را درگیر چرخش نیرو در جهت افزایش ظرفیت تحمل نیرو می‌کند و در پی آن تقاضاهای نیرویی ناحیه اتصال را بیشتر می‌کند. در شکل (۲۱) مدل‌های تقویت شده با نبشی‌های مختلف برای مثال دو نمونه SC2-140 و SC2-90 قابل مشاهده می‌باشد. وجود تفاوت در موقعیت دستک‌های مدل‌های غیر خطی دستک فشاری و کششی به واسطه تغییر اندازه نبشی را می‌توان مشاهده کرد.



شکل ۲۱ مدل دستک فشاری و کششی نمونه‌های تقویت‌شده با نبشی‌های 140 mm و 90 mm

بررسی نتایج مدل دستک فشاری و کششی اتصالات قبل از تقویت

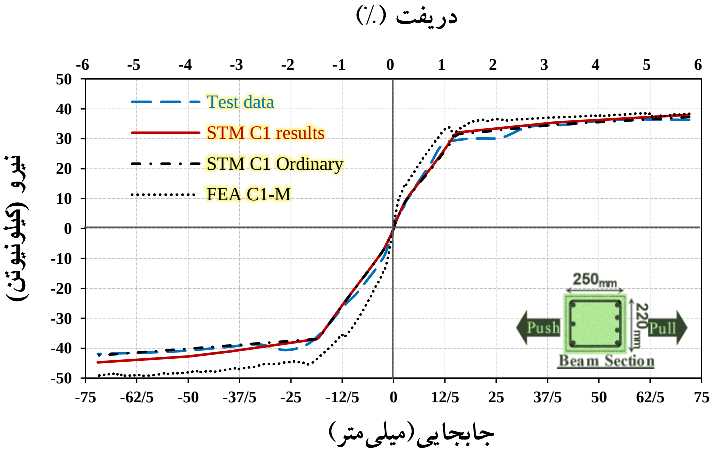
اتصال لرزه‌ای C1. نتایج بار- تغییر مکان تحلیل به روش دستک فشاری و کششی به همراه نتایج مدل اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی برای اتصال لرزه‌ای C1 در شکل (۲۲) قابل مشاهده می‌باشد. مقادیر سختی بار نظیر تسلیم‌شدگی و شکل‌پذیری در کنار درصد اختلاف نتایج مدل دستک فشاری و کششی، مدل اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی برای تمامی نمونه‌های غیر تقویتی در ۰ثبت گردید. درصد اختلاف کم (٪۸) سختی مؤثر و اختلاف ناچیز (٪۰٫۰۱) بار نظیر تسلیم شدگی مدل غیر خطی دستک فشاری و کششی نسبت به نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل ایدئال غیر خطی دستک فشاری و کششی در پیش‌بینی ظرفیت نیرویی و شکل‌پذیری در قالب تحلیل‌های مونوتونیک به خوبی عمل می‌کند.

استفاده از روش دستک فشاری و کششی بر اساس مکانیزم دستک فشاری قطری (STM C1 ordinary) برای نمونه‌های لرزه‌ای و با رویکرد غیر خطی نیز می‌تواند ظرفیت‌های اتصالات لرزه‌ای را به خوبی پیش‌بینی کند. این مدل ٪۲ سختی مؤثر و ٪۱ در تخمین بار نظیر تسلیم شدگی با پاسخ مدل دستک فشاری و کششی پیشنهادی اختلاف ایجاد می‌کند (۰). در واقع در روش‌های مبتنی بر نیرو مدل‌های فراوانی می‌توانند بررسی گردد که وقتی در مسیر باربری و تقاضاهای نیرویی قرار می‌گیرند، پاسخ‌های مشابه و فرضا نزدیکی به واقعیت نتیجه می‌دهد. اما در رویکرد غیر خطی، هر چه مدل رفتارهای مرتبط با نوع گسیختگی را بهتر و مطابق با واقعیت پیش‌بینی کند، مدل در نظرگرفته ایدئال‌تر، واقع بینانه‌تر و بهینه‌تر می‌باشد. برای رسیدن به خرپاهای ایدئال، شناخت دقیقی از مکانیزم‌های غیر خطی نیاز است. در اتصالات لرزه‌ای نکته قابل توجه مکانیزم تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌باشد و از طرفی انتظار توسعه ترک در ناحیه اتصال وجود ندارد. در مدل دستک فشاری و کششی غیر خطی بررسی جاری شدن آرماتورهای کششی تیر در نزدیکی اتصال و تخمین ظرفیت برشی اتصال از مباحث ایدئال‌سنجی مختص به این نوع اتصال می‌باشد.

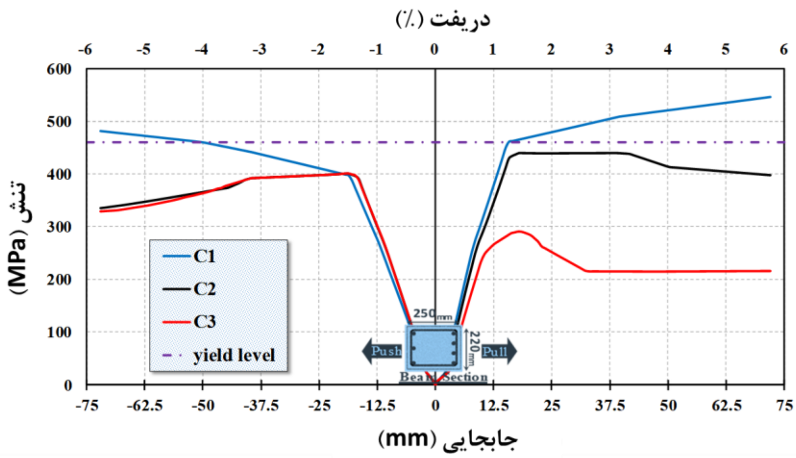
در شکل (۲۳) تغییرات تنشی آرماتورهای کششی تیر (محل تشکیل مفصل پلاستیک) در طول بارگذاری مشخص گردید. قابل اشاره مجدد می‌باشد که جابه‌جایی مثبت مربوط به حالتی است که آرماتورهای تحتانی تیر (۳ϕ۱۴) تحت کشش قرار می‌گیرند و جابه‌جایی منفی زمانی که آرماتورهای فوقانی با جزئیات ۴ϕ۱۴ (آرماتورهای ثقلی) تحت کشیدگی باشند. همان طور که مشاهده می‌گردد با توجه به تنش تسلیم ۴۶۰MPa برای آرماتورهای طولی و با توجه به رعایت ملزومات لرزه‌ای برای جلوگیری از گسیختگی برشی و خرابی‌های پیش‌رونده در ناحیه بحرانی، آرماتورها در هر دو جهت بارگذاری به سطح تسلیم خود می‌رسند. در این حالت دوران مفصل پلاستیک تیر از افزایش سهم چرخش اتصال در تغییر طول کل انتهای تیر (محل بارگذاری نمونه) می‌کاهد. حضور چهار عدد آرماتور کششی (ϕ۱۴) در حالت جابه‌جایی در جهت منفی با افزایش سختی خمشی تیر، وقوع جاری‌شدگی نسبت به حالت کشش در سه عدد آرماتور (ϕ۱۴)، به تأخیر می‌افتد و در دریفت‌های بالاتر به سطح تسلیم می‌رسد.

جدول ۵ بار نظیر تسلیم‌شدگی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف نتایج STM با نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت نشده و تقویت‌شده با نبشی‌فولادی

	نمونه	راستای بارگذاری	نیروی حداکثر (kN)	اختلاف مقاوت) ٪(با نتایج تجربی	اختلاف مقاوت) ٪(با FEA	جابجایی نظیر نیروی تسلیم‌شدگی (mm)	سختی موثر (kN/mm)	میانگین درصد خطا	جابجایی نظیر ۲۰٪ افت نیروی حداکثر	ضریب شکل‌پذیری	متوسط ضریب درصد خطا
تقویت نشده	STM-C1-(idealized truss)	Push	-38	0.0	11.6	-18.67	2.04	8	-72	3.86	8
		Pull	32	0.0	5.9	14.67	2.18		72	4.91	
	STM-C1-(ordinary)	Push	-37	2.6	14.0	-18	2.06	10	-72	4.00	8
		Pull	31.5	1.6	7.4	15.33	2.05		72	4.70	
	STM-C2-(idealized truss)	Push	-37	0.3	4.4	-16.67	2.22	7	-54	3.24	7
		Pull	31	1.0	12.4	14.67	2.11		54	3.68	
	STM-C2-(C1-based)	Push	-37	0.3	4.4	-16.67	2.22	7	-54	3.24	7
		Pull	31	1.0	12.4	14.67	2.11		54	3.68	
	STM-C3	Push	-41	0.6	6.5	-18.67	2.20	17	-54	2.89	10
		Pull	22	4.3	15.8	12	1.83		22.8	1.90	
تقویت شده	STM-SC2-200	Push	-46	-	-	-18.70	2.50	-	-72	3.85	-
		Pull	39	-	-	14.38	2.73		72	5.01	
	STM-SC2-180	Push	-46	0.3	19.6	-18.69	2.49	10	-72	3.85	45
		Pull	38	1.3	12.5	14.37	2.68		72	5.01	
	STM-SC2-160	Push	-46	-	-	-18.68	2.49	-	-72	3.85	-
		Pull	37	-	-	14.36	2.63		72	5.01	
	STM-SC2-140	Push	-46	24	15.5	-18.67	2.49	21	-72	3.85	43
		Pull	37	6	11.7	15.07	2.46		72	4.78	
	STM-SC2-110	Push	-46	-	-	-18.64	2.49	-	-72	3.86	-
		Pull	36	-	-	15.76	2.29		72	4.57	
	STM-SC2-90	Push	-46	15	9.3	-18.63	2.48	20	-72	3.86	45
		Pull	35	1.4	11.25	16.47	2.15		72	4.37	
	STM-SC2-60	Pull	-46	-	-	-18.61	2.47	-	-72	3.87	-
		Push	34	-	-	16.45	2.10		72	4.37	
	STM-SC2-30	Pull	-44	-	-	-19.32	2.32	-	-72	3.73	-
		Push	33	-	-	17.16	1.96		72	4.19	
	STM-SC3-180	Push	-46	24	21.7	-15.09	3.06	10	-72	4.77	33
		Pull	38	0	15.5	14.36	2.65		72	5.01	
	STM-SC3-90	Push	-46	0.3	5.8	-17.91	2.58	16	-72	4.02	34
		Pull	35	7.6	2.45	17.18	2.04		72	4.19	



شکل ۲۲ پاسخ‌های بار- تغییر مکان نتایج روش STM غیر خطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه لرزه‌ای C1



شکل ۲۳ مقادیر تنش آماتورهای کششی تیر در بر ستون در تغییرشکل کل اتصال برای نمونه‌های لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای

بر اساس شکل (۲۴) مقاومت برشی (مؤلفه افقی) اتصال از جمع مؤلفه‌های افقی سه مکانیزم در نظر گرفته شده، به دست می‌آید. بدین صورت یکی دیگر از کاربردهای روش دستک فشاری و کششی برای اتصالات بتن‌آرمه نمایان می‌شود و برای هر مؤلفه مقاوم برشی داریم (معادله ۷).

$$V_{hs} = \underbrace{S_{strut}}_{A_{strut}\times f} \cos\theta_s \;\&\; V_{th} = S_{th} \;\&\; V_{tv} = 2S_{tv}\cot\emptyset_2 = S_{tv}\cot\theta_s \quad (۷)$$

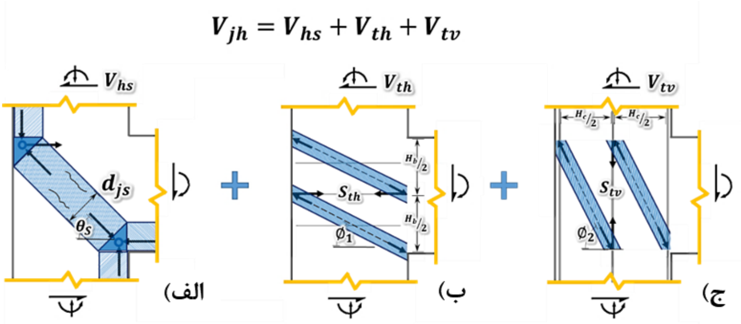
مقادیر ظرفیت برشی افقی اتصال در طول بارگذاری برای مدل‌های دستک فشاری و کششی سه مکانیزم و تک دستک فشاری مطابق شکل (۲۵) به دست می‌آید. مدل سه مکانیزم دستک فشاری و کششی نسبت به مدل دستک قطری تنها، مقادیر بیشتری برای ظرفیت برشی اتصال پیش‌بینی می‌کند. مقدار ظرفیت برشی به دست آمده در مدل دستک فشاری و کششی ایدئال ٪۵ بیشتر از نتایج مدل اجزای محدود برآورد گردید و درصدهای اختلافی بر اساس روابط محافظه‌کارانه (۸) تا (۱۱) آیین‌نامه‌های مختلف مشخص شده است.

$$V_{jh}^{ACI\,318} = \gamma\sqrt{f_c'} \times A_j \quad (۸)$$

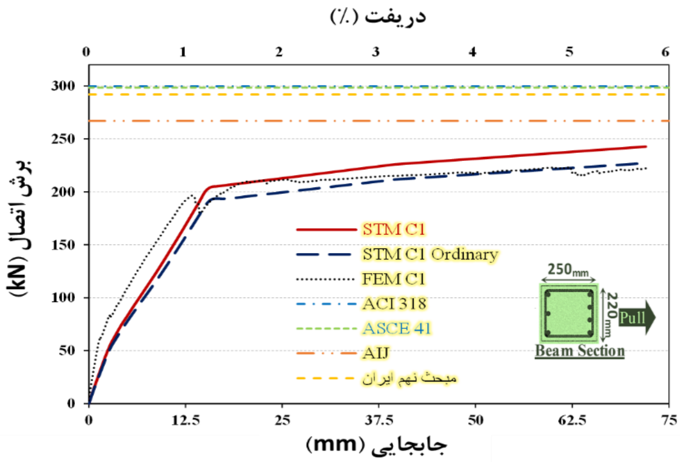
$$V_{jh}^{ASCE\,41} = 0083 \times \lambda \times \gamma\sqrt{f_c'} \times A_j \quad (۹)$$

$$V_{jh}^{AIJ} = k\varphi \times 0.8(f_c')^{0.7} \times A_j \quad (۱۰)$$

$$V_{jh}^{\text{مبحث نهم ایران}} = 7.5 \times A_j \times 0.2 \times \emptyset_c\sqrt{f_c'} \quad (۱۱)$$



شکل ۲۴ مکانیزم‌های انتقال برش در اتصالات تیر– ستون بتن‌آرمه شامل: الف) مکانیزم دستک قطری، ب) مکانیزم اثر خاموت، ج) مکانیزم اثر آرماتور میانی ستون

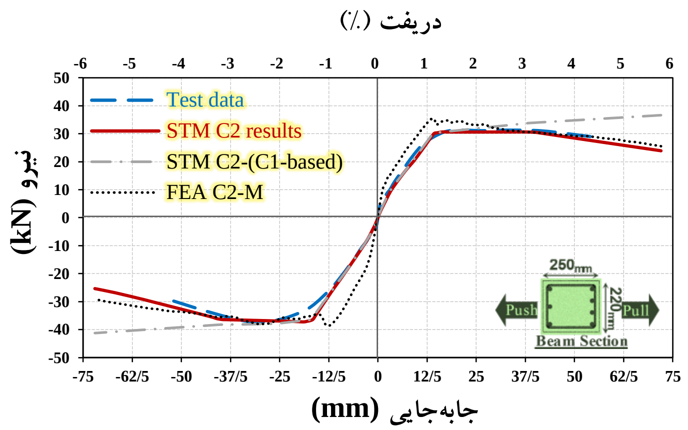


شکل ۲۵ ظرفیت برشی مدل غیر خطی اتصال لرزه‌ای (C1) به دست آمده از روش STM و تحلیل FEM در مقایسه با مقدار نظیر آیین‌نامه‌ها

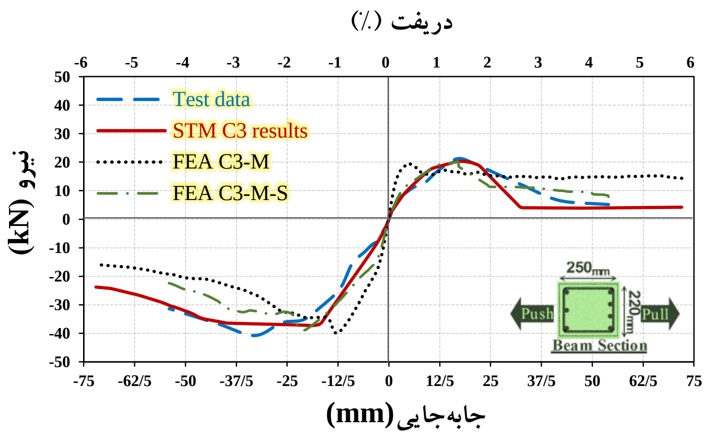
جدول ۶ مقادیر ظرفیت برش افقی اتصال لرزه‌ای C1 (بدون تیر عرضی) در مدل‌های STM و FEM با درصد اختلافی آن

	STM (idealized truss)	STM (ordinary)	FEM	ACI 318 [53]	ASCE 41 [52]	AIJ [51]	مبحث نهم ایران
نیروی برشی اتصال(kN)	209	192	200	299.7	298.5	267	292
درصد اختلاف مدل دستک فشاری و کششی (idealized truss) (%)	—	9	5	30	30	22	28

اتصال غیر لرزه‌ای C2. با توجه به پاسخ‌های بار– جابه‌جایی در ۰ و مقایسه نتایج سختی مؤثر، بار نظیر تسلیم‌شدگی و شکل‌پذیری در ۰ نتیجه می‌گردد که مدل غیر خطی دستک فشاری و کششی در تطابق ۹۷/۸۳٪ سختی مؤثر، ۹۹/۴٪ ظرفیت تحمل بار و ۹۴٪ شکل‌پذیری با نتایج آزمایشگاهی برخوردار می‌باشد. این مدل نه تنها نتایج بسیار نزدیک‌تری نسبت به تحلیل‌های اجزای محدود در تطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی داشته است، بلکه افت ظرفیت نیرویی این اتصال غیرلرزه‌ای را به خوبی پیش‌بینی می‌کند. چنین تفاوتی در بین دو مدل مختلف ماکرو و میکرو نشان می‌دهد که ساده‌سازی مبتکرانه و بر پایه مهندسی می‌تواند در جهت اطمینان و با نتایج دقیقی همراه باشد. نتایج مربوط به مدل C2 مبتنی بر C1 در ۰ و ۰مشاهده گردید که مقدار بار نظیر تسلیم شدگی و سختی مؤثر این مدل، مشابه مدل پیشنهادی برای C2 نتیجه می‌دهد. این مدل به علت در نظر نگرفتن قابلیت تغییر شکل چشمه اتصال، قادر به پیش‌بینی افت نیرویی اتصال نمی‌باشد. در این مدل با توجه به حذف اعضای مربوط به اثر خاموت و تشابه در سایر جزئیات نمونه C2 و C1، می‌توان نتیجه گرفت سهم مؤثر این اعضا در مقدار افزایش ظرفیت بار، ۲/۵٪ می‌باشد.



شکل ۲۶ نتایج بار- تغییر مکان روش STM غیر خطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه غیرلرزه‌ای C2



شکل ۲۷ نتایج بار- تغییر مکان روش STM غیر خطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه غیرلرزه‌ای C3

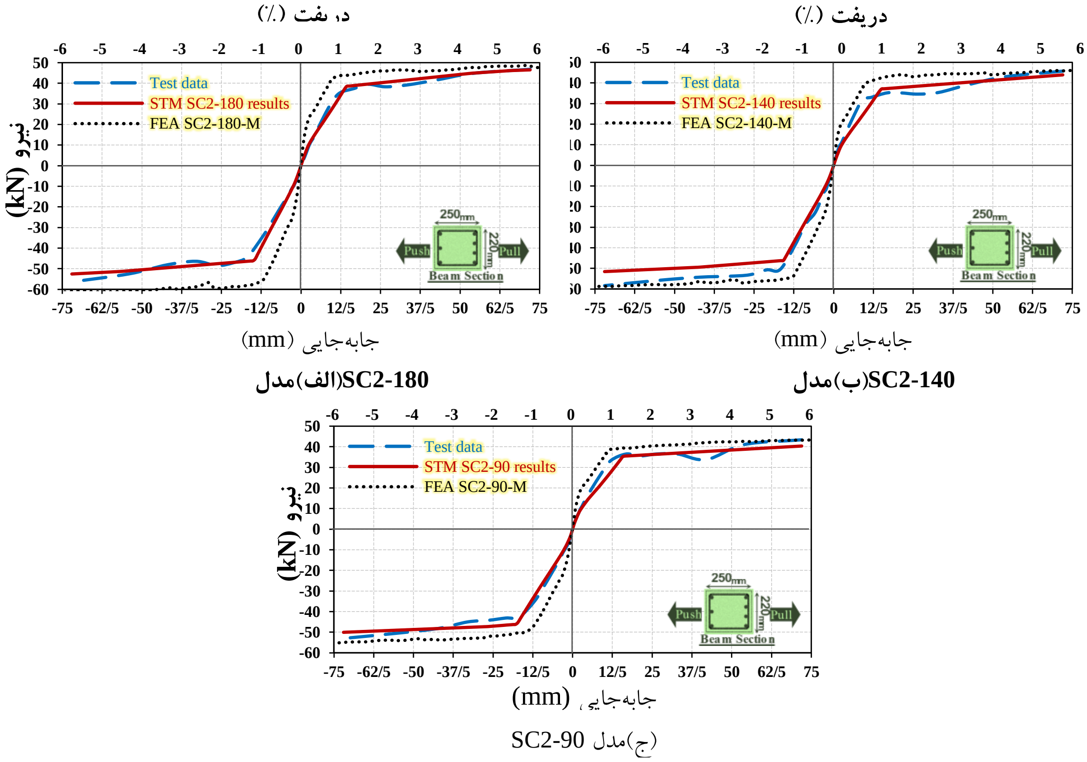
با توجه به۰) تنش در آرماتور کششی تیر در محل حداکثر لنگر (بر ستون) در طول بارگذاری جاری نمی‌شود. در این حالت اتصال به عنوان عضو نیرو- کنترل عمل نمی‌کند و نمی‌تواند اجازه دهد که مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شود. نتایج به دست آمده از سطح تنش در آرماتور مذکور مطابق نتایج آزمایشگاهی گزارش شده است و گویای موفقیت پیش‌بینی ظرفیت نیرویی اعضای مدل دستک فشاری و کششی می‌باشد.

اتصال غیرلرزه‌ای C3. نتایج بار- تغییر مکان تحلیل به روش دستک فشاری و کششی به همراه نتایج مدل اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی برای اتصال غیرلرزه‌ای C3 در۰) قابل مشاهده می‌باشد. با توجه به۰درصد اختلاف مدل ماکرو دستک فشاری و کششی با نتایج آزمایشگاهی برای سختی مؤثر ٪۱۷ ، بار نظیر تسلیم‌شدگی ٪۲/۴۵ و شکل‌پذیری ٪۱۰ ثبت گردید. نتایج به خوبی نشان می‌دهد که مدل غیر خطی دستک فشاری و کششی در پیش‌بینی اثرات لغزش کلی آرماتور بر زوال ظرفیت اتصال موفق بوده است و خرپای ایدآلی برای بررسی مسیر نیرو و شکل‌پذیری نمونه در قالب تحلیل‌های مونوتونیک می‌باشد. همچنین با توجه به۰) آرماتور کششی تیر در محل حداکثر لنگر (بر ستون) در طول بارگذاری جاری نمی‌شود و افت تقاضای تنشی در این آرماتور مطابق نتایج آزمایشگاهی پیش‌بینی شده است.

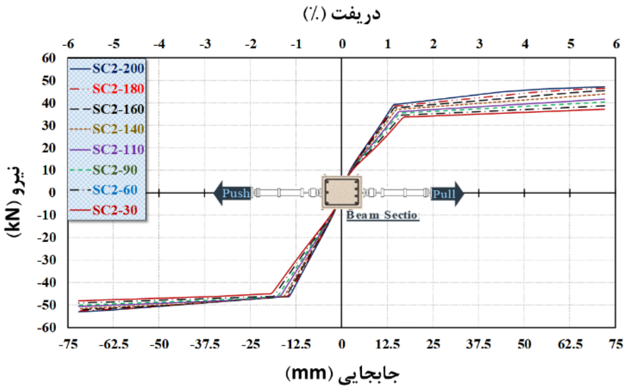
اتصالات تقویت‌شده SC2. در۰) نتایج بار–جابه‌جایی برای نمونه‌های تقویت‌شده SC2 با نبشی‌های 90 mm، 140 mm و 180 mm به همراه نتایج آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود قابل مشاهده است. نتایج گویای اختلاف ٪۵ در مقدار مقاومت

حداکثری مدل‌های دستک فشاری و کششی و نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. جزئیات بیشتر در ۰مشخص شده‌است. در مقایسه نتایج مدل دستک فشاری و کششی و مدل اجزای محدود می‌توان یافت که نتایج مدل دستک فشاری و کششی می‌تواند بار نظیر تسلیم‌شدگی را ۶٪ نزدیک‌تر از نتایج مدل اجزای محدود در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی تخمین بزند. مزیت دیگر این روش در این است که نسبت زمانی که برای تحلیل مدل دستک فشاری و کششی پیشنهادی به تحلیل اجزای محدودی همین مدل و با یک سیستم مشابه لازم است، ۷ به ۱۳۲۰ می‌باشد. این مزیت کاهش بسیار زیاد زمان و هزینه‌های محاسباتی، شرایط را میسر می‌کند که برای رسیدن به ارتباط اندازه نبشی در تقویت ظرفیت اتصال مدل‌های تقویت‌شده با اندازه‌های مختلف نبشی فولادی مورد بررسی قرار بگیرد.

در صورت تقویت اتصالات غیرلرزه‌ای C2 با نبشی‌های مختلف از mm 30 تا mm 200 مطابق ۰) ظرفیت‌های جدیدی برای اتصالات تقویت‌شده (SC2) به دست می‌آید. مقادیر بار نظیر تسلیم‌شدگی از ۱۴٪ تا ۲۵٪ افزایش داشته است و سختی مؤثر نیز از مقدار ۲/۲ kN/mm تا مقدار ۲/۶ kN/mm در تغییر می‌باشد.

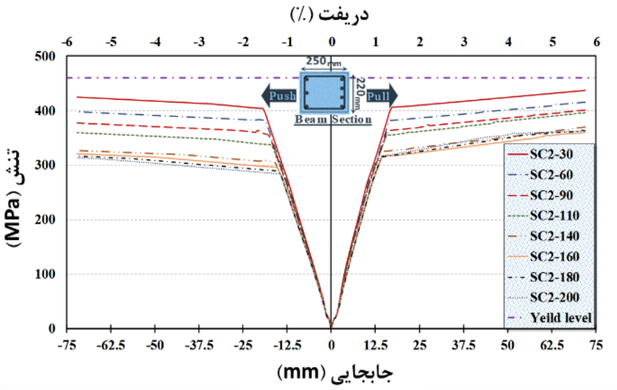


شکل ۲۸ نتایج بار- جابه‌جایی روش STM غیر خطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت‌شده SC2



شکل ۲۹ تأثیر ابعاد بزرگ‌شدگی اتصال در پاسخ‌های بار- جابه‌جایی روش STM برای نمونه SC2

در ۰) تغییرات تنشی آرماتورهای کششی تیر در بر اتصال و در طول بارگذاری مشخص گردید. قابل اشاره مجدد می‌باشد که جابه‌جایی مثبت مربوط به حالتی است که آرماتورهای تحتانی تیر (۳ϕ۱۴) تحت کشش قرار می‌گیرند و جابه‌جایی منفی زمانی که آرماتورهای فوقانی با جزئیات ۴ϕ۱۴ (آرماتورهای ثقلی) تحت کشیدگی باشند. همان طور که مشاهده می‌گردد با توجه به تنش تسلیم ۴۶۰MPa برای آرماتورهای طولی تا دریفت مورد بررسی (۶٪) هیچ یک از آرماتورهای مذکور به سطح تسلیم خود نرسیده‌اند و با افزایش اندازه نبشی‌های تقویتی، ماکزیمم تنش مورد تقاضا در این آرماتورها کمتر می‌شود.

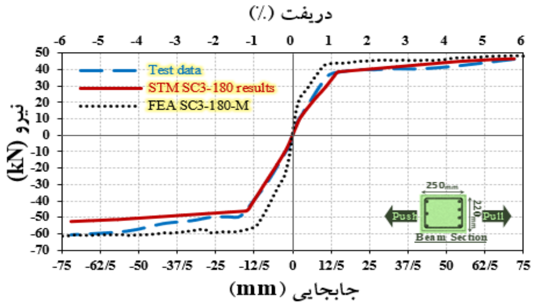


شکل ۳۰ مقادیر تنش آماتورهای کششی تیر در برستون در طول بارگذاری برای نمونه‌های تقویت‌شده SC2

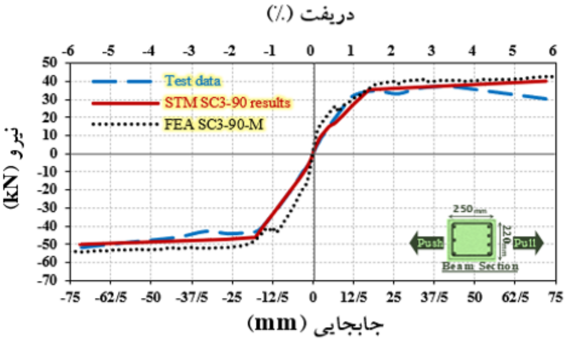
اتصالات تقویت‌شده SC3

در ۰) نتایج بار- جابه‌جایی برای نمونه‌های تقویت‌شده SC3 با نبشی‌های mm 90 و mm 180 به همراه نتایج آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود قابل مشاهده است. نمونه‌های ساخته شده با روش دستک فشاری و کششی غیر خطی توانست با اختلاف ۸٪ برای بار نظیر تسلیم‌شدگی و درصد اختلاف ۱۳٪ در مقدار سختی مؤثر، ظرفیت نیرویی اتصالات تقویت شده را در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی پیش‌بینی کند.

در این نمونه‌ها برای حالتی که آرماتورهای قطع شده با طول گیرداری ناکافی تحت کشش قرار می‌گیرند استفاده از نبشی mm L 90×90×16 ، موجب افزایش ۶۵٪ بار نظیر تسلیم‌شدگی و استفاده از نبشی mm L 180×180×18 ، موجب افزایش ۸۰٪ بار نظیر تسلیم‌شدگی می‌گردد.



(الف) مدل SC3-180



(ب) مدل SC3-90

شکل ۳۱ نتایج بار- جابه‌جایی روش STM غیر خطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت‌شده SC3

نتیجه‌گیری

استفاده از مدل‌سازی به روش دستک فشاری و کششی برای پیش‌بینی اثرات مکانیزم‌های گسیختگی در پاسخ اتصالات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای و پیش‌بینی رفتار نمونه‌های تقویت‌شده لرزه‌ای از دستاوردهای اصلی و جدید پژوهش حاضر می‌باشد. استفاده از رفتار پلاستیسته در مصالح اعضای مدل خرپا و لحاظ قابلیت تغییر موقعیت دستک‌ها، موجب بازسازی و انعکاس تغییر شکل ناحیه اتصال به سبب پیشرفت زوال سختی و یا توسعه لغزش‌های آرماتور طولی تیر از درون ناحیه اتصال، در مدل خرپای معادل شده است. بدین ترتیب در نظر گرفتن رفتار غیر خطی در مدل خرپای معادل امری نوآورانه می‌باشد که در این پژوهش مورد تمرکز قرار گرفته است. از آنجا که پارامترهای کمتری در مدل ماکرو به روش دستک فشاری و کششی در مقایسه با مدل‌های میکرو مقید شده با تابع شکل، دخیل شده است؛ عدم قطعیت‌های روش دستک فشاری و کششی کاهش یافته است.

در این پژوهش برای اتصالات تیر ستون بتن‌آرمه موجود با

رعایت جزئیات لرزه‌ای و بدون رعایت جزئیات لرزه‌ای (عدم تسلیح برشی ناحیه اتصال و کافی نبودن طول گیرداری آرماتورهای طولی در ناحیه اتصال) مدل‌های دستک فشاری و کششی با قابلیت پیش‌بینی پتانسیل‌های غیر خطی ارائه شده‌است. نتایج حاصل از مدل‌های غیر خطی دستک فشاری و کششی در مقایسه با نمونه‌های نظیر آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل‌های ارائه شده از دقت ۵٪ در تخمین بار نظیر تسلیم شدگی اتصال (۵٪ بهتر از نتایج مدل‌های میکروی اجزای محدود) و از دقت ۱۴٪ در پیش‌بینی سختی مؤثر نمونه‌ها (۲۶٪ بهتر از نتایج اجزای محدود) برخوردار می‌باشد. همچنین قادر به پیش‌بینی ظرفیت برشی اتصال، تأثیر خاموت اتصال بر ظرفیت برشی، تشکیل مفصل پلاستیک، زوال سختی، لغزش آرماتور در اتصال و تأثیر آن در میزان افزایش مقاومت و سختی اتصال می‌باشد.

استفاده از مدل‌های دستک فشاری و کششی ارائه شده برای اتصالات تقویت شده به روش بزرگ کردن ناحیه اتصال منجر به پاسخ‌های دقیق نیرو- جابه‌جایی نمونه‌ها گردید. مدل‌های خرپای پیشنهادی با پتاسیل غیر خطی به خوبی می‌تواند سطح تسلیم آرماتورهای تیر را پیش‌بینی کند و با توزیع نیروها در دستک‌های از جنس بتن و فولاد، پاسخ نهایی، شامل زوال مقاومت و سختی مدل در دسترس قرار می‌گیرد. امکان بررسی تأثیر ابعاد بزرگ‌شدگی اتصال در طرح مقاوم‌سازی حاضر از توانمندی‌های مدل دستک فشاری و کششی پیشنهادی می‌باشد. نتایج به دست آمده از مدل دستک فشاری و کششی از انطباق ۸٪ بار نظیر تسلیم شدگی و ۱۵٪ سختی مؤثر در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی برای اتصالات تقویت شده حکایت دارد.

علی رغم پیش‌بینی موفق رفتار نیرو- تغییر مکان نمونه‌های لرزه‌ای، مستعد آسیب لرزه‌ای و تقویت شده، مدل‌های دستک فشاری و کششی امکان پیش‌بینی ترک‌خوردگی‌ها، توزیع حقیقی تنش در فضای بتن و باز توزیع‌های تنش به دلیل ترک‌خوردگی را ندارد. در روش دستک فشاری و کششی، بتن فقط به صورت یک دستک فشاری دیده شده است و از مقاومت کششی و نرم‌شدگی کششی بتن صرف نظر شده است.

سپاسگزاری

نویسندگان از کارمندان مرکز محاسبات سریع دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود برای در اختیار گذاشتن سیستم های محاسباتی تشکر می کنند.

مراجع

[1] J. Shafaei, S.A. Nezami, "Effect of different size of joint enlargement on seismic behavior of gravity load designed RC beam-column connections", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 28, no. 14 pp. 1653-1674, (2019). https://doi.org/10.1002/tal.1653

[2] C. Lima, E. Martinelli and C. Faella, "Capacity models for shear strength of exterior joints in RC frames: state-of-the-art and synoptic examination", *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 10, no. 3, pp. 967-983, (2012).https://doi.org/10.1007/s10518-012-9340-4

[3] K. Parate, R. Kumar, "Investigation of shear strength models for exterior RC beam-column joint", *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 58, no. 3, pp. 475-514, (2016).

[4] S. Sritharan, M.N. Priestley and F. Seible, "Nonlinear finite element analyses of concrete bridge joint systems subjected to seismic actions", *Finite elements in analysis and design*, vol. 36, no. 3-4, pp. 215-233, (2000). https://doi.org/10.1016/S0168-874X(00)00034-2

[5] J. Zhao, S. Sritharan, "Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures", *ACI structural journal*, vol. 104, no. 2, pp. 133, (2007).

[6] D.-C. Feng and J. Xu, "An efficient fiber beam-column element considering flexure–shear interaction and anchorage

bond-slip effect for cyclic analysis of RC structures," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 16, no. 11, pp. 5425-5452, (2018). https://doi.org/10.1007/s10518-018-0392-y

[7] D. C. Feng, G. Wu and Y. Lu, "Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading", *Engineering Structures*, vol. 174, pp. 49-66, (2018). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.055

[8] D. C. Feng, X. D. Ren and J. Li, "Softened damage-plasticity model for analysis of cracked reinforced concrete structures", *Structural Engineering*, vol. 144, no. 6, pp. 1804-1824, (2018). https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002015

[9] H. Behnam, J. Kuang and B. Samali, "Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections", *Computers & Structures*, vol. 205, pp. 28-44, (2018).https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2018.04.004

[10] J. Schlaich, K. Schäfer and M. Jennewein, "Toward a consistent design of structural concrete", *PCI journal*, vol. 32, no. 3, pp. 74-150, (1987).

[11] M. F. Ruiz, A. Muttoni, "On development of suitable stress fields for structural concrete," *ACI Structural journal*, vol. 104, pp. 495-502, (2007).

[12] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete: *American Concrete Institute*, Michigan: Farmington Hills, (2019).

[13] B.K. Breen J, Jirsa JO and Kreger M. "Detailing for Structural Concrete," University of Texas at Austin, Texas, United States. Report. 1127-3F, (1993).

[14] S.A. Haugerud, J. Blaauwendraad, S. Bousias, L. Cao Hoang, J. Mata Falcón, C. Meléndez Gimeno, B. Mihaylov, M. Pedrosa Ferreira and Q. Roubaty, "Design and assessment with strut-and-tie models and stress fields: from simple calculations to detailed numerical analysis," *fib Bulletin*, vol. 100, (2021).

[15] A. Muttoni, J. Schwartz and B. Thürlimann, "Design of concrete structures with stress fields", *Springer Science & Business Media*, (1996).

[16] M. S. Lourenço, J. F. Almeida, "Adaptive Stress Field Models: Formulation and Validation", *ACI Structural Journal*, vol. 110, no. 1 , (2013).https://doi.org/10.14359/51684331

[17] S. A. Nezami, J. Shafaei, "Parametric Finite Element Evaluation of RC Beam-Column Joints", *Advance Researches in Civil Engineering*, vol. 3, no. 2, pp. 16-26, (2021). https://doi.org/10.30469/arce.2021.135123

[18] W. Kassem, "Strut-and-tie modelling for the analysis and design of RC beam-column joints", *Materials and Structures*, vol. 49, no. 8, pp. 3459-3476, (2016).https://doi.org/10.1617/s11527-015-0732-1

[19] R. Ketiyot, C. Hansapinyo and B. Charatpangoon, "Nonlinear strut and tie model with bond-slip effect for analysis of RC beam-column joints under lateral loading," *International Journal*, vol. 15, no. 47, pp. 81-88, (2018). https://doi.org/10.21660

[20] P. Chaimahawan and A. Pimanmas, "Application of nonlinear link in strut and tie model for joint planar expansion", *Engineering Journal of Research and Development*, vol. 24, no. 4, pp. 1-11, (2013).

[21] N.H. To, S. Sritharan and J.M. Ingham, "Strut-and-tie nonlinear cyclic analysis of concrete frames", *Journal of structural engineering*, vol. 135, no. 10, pp. 1259-1268, (2009). https://doi.org/10.1061

[22] A. Marchisella, G. Muciaccia, "Haunch retrofit of RC beam–column joints: Linear stress field analysis and Strut-and-Tie method application", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 52, no. 12, pp. 3575-3599, (2023). https://doi.org/10.1002/eqe.3921

[23] G. Genesio, "Seismic assessment of RC exterior beam-column joints and retrofit with haunches using post-installed anchors", *University of Stuttgart*, (2012).

[24] S. J. Hwang, H. J. Lee, "Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Sesimic Resistance", *ACI Structural Journal*, vol. 96, pp. 846-857, (1999). https://doi.org/10.14359/831

[25] S. Park, K. M. Mosalam, "Parameters for shear strength prediction of exterior beam–column joints without transverse reinforcement", *Engineering Structures*, vol. 36, pp. 198-209, (2012). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.11.017

[26] M. Pauletta, D. Di Luca and G. Russo, "Exterior beam column joints–Shear strength model and design formula", *Engineering Structures*, vol. 94, pp. 70-81, (2015). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.040

[27] W. M. Hassan, J. P. Moehle, "Shear Strength of Exterior and Corner Beam-Column Joints without Transverse Reinforcement", *ACI Structural Journal*, vol. 115, no. 6, (2018).

[28] S. J. Hwang, W. H. Fang, H. J. Lee and H. W. Yu, "Analytical model for predicting shear strength of squat walls", *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, no. 1, pp. 43-50, (2001). https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:1(43)

[29] S. J. Hwang, R. J. Tsai, W. K. Lam and J. P. Moehle, "Simplification of softened strut-and-tie model for strength prediction of discontinuity regions", *ACI Structural Journal*, vol. 114, no. 5, pp. 1239-1258, (2017).

[30] N. Zhang and K. H. Tan, "Direct strut-and-tie model for single span and continuous deep beams," *Engineering Structures*, vol. 29, no. 11, pp. 2987-3001, (2007).

[31] P. Chetchotisak, J. Teerawong, S. Yindeesuk and J. Song, "New strut-and-tie-models for shear strength prediction and design of RC deep beams", *Computers and Concrete*, vol. 14, no. 1, pp. 19-40, (2014).

[32] P. Chetchotisak, E. Arjsri, J. Teerawong, "Strut-and-tie model for shear strength prediction of RC exterior beam–column joints under seismic loading", *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. 1-22, (2019). https://doi.org/10.1007/s10518-019-00756-4

[33] A. Dammika, N. Anwar, "Extraction of strut and tie model from 3D solid element mesh analysi", *presented at International Conference on Sustainable Built Environment, Kandy*, (2010).

[34] W. Nukulchai, N. Anwar, "Space Truss Model for Design of Pile Caps," *Asian Institute of Technology*, (1996).

[35] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete: *American Concrete Institute*, (2014).

[36] J. R. Cagley, J. M. LaFave, P. Paultre, M. E. Criswell, D. D. Lee, M. S. Saiidi, C. E. French, R. T. Leon, B. M. Shahrooz and L. E. Garcia, "Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures", *ACI Structural Journal*, vol. 352, (2002).

[37] A. Doğangün, "Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey", *Engineering Structures*, vol. 26, no. 6, pp. 841-856, (2004).

[38] A. Ghobarah, M. Saatcioglu and I. Nistor, "The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure", *Engineering structures*, vol. 28, no. 2, pp. 312-326, (2006). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.09.028

[39] T. Gur, A. Pay, J. A. Ramirez, M. A. Sozen, A. M. Johnson, A. Irfanoglu and A. Bobet, "Performance of school buildings in Turkey during the 1999 Düzce and the 2003 Bingöl Earthquakes", *Earthquake Spectra*, vol. 25, no. 2, pp. 239-256, (2009). https://doi.org/10.1193/1.3089367

[40] D. K. Miller, "Lessons learned from the Northridge earthquake", *Engineering structures*, vol. 20, no. 4-6, pp. 249-260, (1998). https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00031-X

[41] J. P. Moehle, S. A. Mahin, "Observations on the behavior of reinforced concrete buildings during earthquakes", *Special Publication*, vol. 127, pp. 67-90, (1991). https://doi.org/ 10.14359/3007

[42] T. Paulay, M.N. Priestley, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", *Seismic Design Book*, (1992).

[43] H. Sezen, A.S. Whittaker, K.J. Elwood and K.M. Mosalam, "Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey", *Engineering Structures*, vol. 25, no. 1, pp. 103-114, (2003). https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00121-9

[44] B. Zhao, F. Taucer and T. Rossetto, "Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 8, pp. 1707-1723, (2009). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.039

[45] J. Shafaei, A. Hosseini and M. S. Marefat, "Seismic retrofit of external RC beam–column joints by joint enlargement using prestressed steel angles", *Engineering Structures*, vol. 81, pp. 265-288, (2014). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.006

[46] J. Shafaei, A. Hosseini, M. S. Marefat and J. M. Ingham, "Rehabilitation of earthquake damaged external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles", *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, vol. 46, no. 2, pp. 291-316, (2017). https://doi.org/10.1002/eqe.2794

[47] A.S. Genikomsou, M. A. Polak, "Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS", *Engineering structures*, vol. 98, pp. 38-48, (2015). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.04.016

[48] British Standard, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*, (2004).

[49] E. Thorenfeldt, "Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design", *Utilization of High-Strength Concrete*, (1987).

[50] D. Systèmes, *ABAQUS/CAE user's guide*, Vol. 3, (2014).

[51] AIJ, "Standard for structural Calculation of Reinforced concrete Structures–Based on Allowable Stress Concept", *Architectural Institute of Japan*, (1999).

[52] ASCE/SEI 41, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: American Society of Civil Engineers*, (2017).

[53] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete: American Concrete Institute*, (2014).